

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE IBN KHALDOUN – TIARET



FACULTE DES SCIENCES APPLIQUEES

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME MASTER

SPECIALITE : GENIE CIVIL

OPTION : STRUCTURE

Présenté par :

Mr: AIT ABDERRAHIME BELAID

Mr: AIS ILYES

Sujet du mémoire:

ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE D'HABITATION
R+8 à ALGER

Soutenu publiquement devant le jury composé de:

Président :

Mr. Y.TLIDJI

Encadreur :

Mme. Z.KHELIFA

Examineur :

Mr. H.H.ABDELAZIZ

Examineur :

Mr. K.DRAICHE

Promotion : 2019/2020

REMECIEMENTS

Au terme de ce modeste travail, je remercie avant tout Allah de m'avoir gardé en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'études. Je remercie également ma famille pour les sacrifices qu'elle a faits pour que je termine mes études.

J'exprime toutes mes profondes reconnaissances à mon encadreur Z. KHELIFA pour la sollicitude avec laquelle elle a suivi et guidé ce travail.

J'adresse de chaleureux remerciements à tous les enseignants et les travailleurs du département de Génie-Civil, pour les moyens qui ont été mis à notre disposition durant toute la durée de la formation.

Je tiens à remercier également les membres de jury qui me feront l'honneur de juger ce modeste travail.

Enfin, mes remerciements à tous ceux qui ont participé de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire.

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

A mes très chers frères et sœurs.

A toute ma famille sans exception.

A tous ceux que j'aime.

Les notations utiliser

A : coefficient d'accélération de zone

A_a : section d'armature en appui

A_l : section d'armature longitudinale

A_{min} : section d'armature minimale déterminée par les règlements

A_r : section d'armature de répartition

A_{ser} : section d'armature d'état limite de service

A_t : section d'armature de travée ou transversale

A_u : section d'armature d'état limite ultime de résistance

A_x : section d'armature du sens x-x

A_y : section d'armature du sens y-y

A' : section d'armature comprimée

A₁ : section de l'armature la plus tendue ou la moins comprimée

A₂ : section de l'armature la moins tendue ou la plus comprimée

B_r : section réduite du béton

C_p : facteur de force horizontale

C_s : coefficient de sécurité

C_r : charge de rupture

C_{rn} : charge de rupture minimale nécessaire

D : coefficient d'amplification dynamique

E : module de déformation longitudinale

E_{ij} : module de déformation longitudinale instantanée

E_{iv} : module de déformation longitudinale différée

G : action permanente

H : hauteur

HA : armature à haute adhérence

I : moment d'inertie

If : moment d'inertie fictif

J : action permanente avant mise en place des cloisons

L : longueur

Le : longueur en élévation

Ln : entre axe des nervures

Lp : longueur en plan

M : moment fléchissant

Ma : moment fléchissant en appui

Mc : moment fléchissant en centre ; masse de la cabine ; moment de la console

Md : moment fléchissant de la droite

Me : masse du câble ; moment au centre de la section

Mf : moment fléchissant totale

Mg : moment fléchissant sous charge permanente ; masse du treuil ; moment dû au garde corps

Mj : moment fléchissant sous charge permanente avant mise en place des cloisons

M_l : masse linéaire

M_{ser} : moment fléchissant d'état limite de service

Mt : moment fléchissant de travée

M_u : moment fléchissant d'état limite ultime de résistance

Mw : moment fléchissant de la gauche

Mx : moment fléchissant du sens x-x

M_y : moment fléchissant du sens y-y
M_o : moment de flexion d'une poutre simplement appuyée

M₁ : moment par rapport aux armatures tendues ; coefficient de Pigeaud

M₂ : coefficient de Pigeaud
M₂₂ : moment suivant le sens 2-2
M₃₃ : moment suivant le sens 3-3

N : effort normal

N_e : effort normal au centre de la section

N_{pp} : effort normal dû au poids des poutres principales

N_{ps} : effort normal dû au poids des poutres secondaires

N_{ser} : effort normal d'état limite de service

N_u : effort normal d'état limite ultime de résistance

P : poids propre ; périmètre

P_r : poids propre du radier

Q : action variable quelconque ; facteur de qualité

R : rayon ; coefficient de comportement de la structure

S : surface

S_r : surface du radier

T : effort tranchant

T_x : période fondamentale dans le sens x-x

T_y : période fondamentale dans le sens y-y

U_c : périmètre du contour

V : action sismique ; effort horizontal

V_t : effort sismique à la base de la structure

W : poids total de la structure

W_p : poids de l'élément en considération.

a : longueur ; distance ; dimension

b : largeur

b_o : largeur de la nervure

b_1 : largeur de poteau

c : enrobage

d : hauteur utile ;

e : excentricité ; espacement

e_a : excentricité additionnelle

f : flèche

f_c : contrainte caractéristique du béton à la compression

f_e : limite élastique d'acier

f_t : contrainte caractéristique du béton à la traction

g : giron de la marche

h : hauteur

h_c : hauteur du corps creux

h_d : hauteur de la dalle

h_e : hauteur libre

h_{moy} : hauteur moyenne

h_t : hauteur totale

h' : hauteur de la zone nodale

h_1 : hauteur du poteau

Sommaire

REMERCIEMENT	
DEDICACE	
NOTATION	
SOMMAIRE	
LISTE DES TABLEAUX	
LISTE DES FIGURE	
INTRODUCTION GENERALE	01
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage	
I.1. Introduction :	03
I.2. Présentation de l'ouvrage :	03
I.3. Caractéristiques géométriques :	03
I.4. Régularité en plan :	04
I.5. Conception de la structure :	07
I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux :	08
I.7. Dosage et composition du béton :	08
I.8. Résistances mécaniques du béton :	09
I-9- Déformation et contraintes de calcul :	11
I.10. Les Aciers :	12
Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments	
II.1. Introduction:	17
II.2. Pré-dimensionnement des planchers :	17
II.3. Evaluation des charges et surcharges:	17
II.4. Pré-dimensionnement des poutres :	19
II.5. Détermination de la section du poteau :	20
II.6. Pré dimensionnement des voiles :	26
II.7. Tableau récapitulatif	27
Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux	
III.1. Étude de L'acrotère :	30
III.1.2. Calcul des sollicitation, enrobage et excentricité:	30
III.1.3. Calcul du ferrailage E. L. U. R :	32
III.1.4. Vérification des contraintes (E. L. S) :	33
III.2. Etudes des escaliers :	35
III.2.1 Dimensionnement des escaliers :	36
III.2.2. Etude du 1 ^{er} type d'escalier (à deux volées):	37
III.2.3. Calcul du moment fléchissant et effort tranchant max à l'E.L.U.	41
III.2.4. Les vérifications :	44
III.2.5. Vérification des contraintes à l'E.L.S:	48
III.2.6 calcul de 2 ^{ème} type d'escalier :	52
III.3. Balcon :	57
III.3.1. Introduction :	57
III.3.2-Exemple de calcul :	57
Chapitre IV : Etudes des planchers	
IV.1. Introduction	66
IV.2. Dimensionnement des poutrelles	66
IV.3. Calcul des poutrelles	67
IV.4. Planchers RDC , étage courant et terrasse	76
IV.5 plancher terrasse	105

IV.6 Calcul du ferrailage de la dalle de compression	113
------------------------------------------------------------	-----

Chapitre V : Etude sismique

V.1 introduction	116
V.2 Etude dynamique.....	116
V.3 STRATEGIE ADOPTEE :	116
V.4 Présentation du programme ETAPS.....	117
V.5 Méthode de calcul :	119
V.6 Vérifications:	123
V.7.Poids total de la structure "W"	124
V.8 Résultats de l'analyse élastique linéaire :	125
V.9 Calcul des déplacements :	126

Chapitre VI : ferrailage des portiques

VI.1 Introduction	130
VI.2 Ferrailage des poutres	130
VI-3)-Ferrailage des poteaux	140

Chapitre VII : Ferrailage des voiles

VII.1 ETUDE DES VOILES	151
VII.1.1 Introduction.....	151
VII.1.2 Le système de contreventement	151
VII.3 ferrailage des voiles:.....	152
VII.4 Détermination des contraintes	145
VII.5 Ferrailage des voiles : 2em	147
VII.6 Disposition des armatures	149

Chapitre IIX : Etude de l'infrastructure

IIX.1 Calcul du voile périphérique :	152
IIX.1.1 Introduction :	152
IIX.1.2 le Dimensionnement	152
IIX.1.3 Calcul des charges :	153
IIX.1.4 Calcul du ferrailage :	153
IIX.1.5 Les vérifications :.....	155
IIX.2 Calcul des fondations :	157
IIX.2.1 Introduction	157
IIX.2.2 Choix de type de fondation	158
IIX.2.3 Définition :	158
IIX.2.4.Définition du radier :	159
IIX.2 .5. Pré dimensionnement du radier :	159
IIX.2 .6. Ferrailage du radier :	162
IIX.2.7. Méthode de calcul :	162
IIX.2.8 Armature de peau :	170
IIX.2.9. Contrainte de cisaillement :	170
IIX.2.10. Armatures transversales :	171
IIX.2.11 Conclusion :	171

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Tableau I.1 : Caractéristiques géométriques
Tableau I.2 : Dosage et composition du béton
Tableau I.3 : Règle des trois pivots

Chapitre II : Pré Dimensionnement

Tableau II.1 : Descente des charges planche terrasse
Tableau II.2 : Descente des charges planche étage courant
Tableau II.3 : Dégression en fonction du nombre d'étage.
Tableau II.4 : Les voiles.
Tableau II.5 : Tableau récapitulatif des sections des poteaux, poutre et épaisseur des voiles.

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

Tableau III.1 : Descente des charges de la volée.
Tableau III.2 : Descente des charges du palier.....
Tableau III.3 : descente des charges de la volée type 2
Tableau III.4 : vérifications des différentes conditions
Tableau III.5 : descente de charge des balcons.

Chapitre IV : études des planchers

Tableau IV.1 : Tableau récapitulatif des charges et surcharges
Tableau IV.2 : Les sollicitations que subit la poutrelle de type 3(RDC).....
Tableau IV.3 : Les sollicitations que subit la poutrelle de type 2(RDC).....
Tableau IV.4 : Les sollicitations que subit la poutrelle de type 1(RDC).....
Tableau IV.5 : Résultats obtenus du RDC.....
Tableau IV.6 : Les sollicitations que subit la poutrelle de type 3(1er étage).
Tableau IV.7 : Les sollicitations que subit la poutrelle de type 2(1er étage).
Tableau IV.8 : Les sollicitations que subit la poutrelle de type 1(1er étage).
Tableau IV.9 : Les sollicitations que subit la poutrelle de type 1(étage courant).
Tableau IV.10 : Les sollicitations que subit la poutrelle de type 2(étage courant).
Tableau IV.11 : Le tableau suivant représente le ferrailage des poutrelles dans les travées et les appuis (rives, intermédiaires).....
Tableau IV.12 : Le tableau suivant représente le ferrailage des poutrelles dans les travées et les appuis (rives, intermédiaires)
Tableau IV.13 : Le tableau suivant représente le ferrailage des poutrelles dans la travée et les appuis (rive, intermédiaire).
Tableau IV.14 : Le tableau suivant représente le ferrailage des poutrelles dans la travée et les appuis (rive, intermédiaire).....

Chapitre V : Etude sismique

Tableau V.1 : Poids de la structure.
Tableau V.2 : facteur de participation massique.....
Tableau V.3 : les déplacements latéraux inter-étages.
Tableau V.4 : vérifications des déplacements latéraux inter-étages

Tableau V.5 : l'excentricité

Chapitre VI : Ferrailage des portiques

Tableau VI.1 : Tableau récapitulatifs des ferrailages des Pp de rive

Tableau VI.2 : Tableau récapitulatifs des ferrailages des Pp intermédiaire

Tableau VI.3 : Tableau récapitulatifs des ferrailages des Ps de rive

Tableau VI.4 : Tableau récapitulatif du ferrailage des Ps intermédiaire

Tableau VI.5 : Armatures minimales et maximales des poteaux

Tableau VI.6 : Sollicitation du 1er genre

Tableau VI.7 : Sollicitation du 2ème genre

Tableau VI.8 : Ferrailage des poteaux

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Figure I.1 : Plancher à corps creux	
Figure I.2 : Plancher à dalle pleine	
Figure I.3 : Brique creuse.....	
Figure I.4 : Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj}	
Figure I.5 : Diagramme parabole rectangle des Contraintes Déformations du béton.....	
Figure I.6 : Diagrammes déformations –contraintes de béton	
Figure I.7 : Diagramme déformations – contraintes	
Figure I.8 : Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots	

Chapitre II : Pré dimensionnement

Figure II.1 : Section de poteaux le plus sollicitée	
Figure II.1 : Les voiles	

Chapitre III : Calcule des éléments non structuraux

Figure III.1 : Acrotère en béton armé	
Figure III.2 : Ferrailage de l'acrotère	
Figure III.3 : Schéma des escaliers.....	
Figure III.4 : Schéma statique d'escaliers.....	
Figure III.5 : Schéma statique d'une volée +palier.	
Figure III.6 : Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants de l'escalier	
Figure III.7 : Diagramme des moments retenus	
Figure III.8 : Ferrailage de l'escalier.	
Figure III.9 : Schéma statique de l'escalier type 2	
Figure III.10 : Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants de l'escalier.....	
Figure III.11 : Schéma statique de la poutre palière	
Figure III.12 : Ferrailage de la poutre palière	
Figure III.13 : Constituants de la dalle	

Chapitre IV : études des planchers

Figure IV.1 : Schéma des poutrelles.....	
Figure IV.2 : Schéma explicatif	
Figure IV.3 : Schéma explicatif	
Figure IV.4 : Diagramme des moments fléchissant max et min: M [kN.m]	
Figure IV.5 : Schéma explicatif	
Figure IV.6 : Schéma explicatif	
Figure IV.7 : Schéma explicatif	
Figure IV.8 : Schéma explicatif	
Figure IV.9 : Schéma explicatif	
Figure IV.10 : Schéma des types des poutrelles	
Figure IV.11 : Diagramme des moments fléchissant (kN.m)	
Figure IV.12 : Diagramme des efforts Tranchant (kN.m)	
Figure IV.13 : Diagramme des moments fléchissant (kN.m)	
Figure IV.14 : Diagramme des efforts Tranchant (kN.m)	

Figure IV.15 : Diagramme des moments fléchissant (kN.m)	
Figure IV.16 : Diagramme des efforts Tranchant (kN.m).....	
Figure IV.17 : Diagramme des moments fléchissant (kN.m)	
Figure IV.18 : Diagramme des Efforts tranchants (kN.m)	
Figure IV.19 : Diagramme des moments fléchissant (kN.m)	
Figure IV.13 : Diagramme des Efforts tranchants (kN.m)	
Figure IV.14 : Diagramme des Efforts tranchants (kN.m)	
Figure IV.15 : Diagramme des Efforts tranchants (kN.m)	
Figure IV.16 : Diagramme des moments fléchissant (kN.m)	
Figure IV.17 : Diagramme des Efforts tranchants (kN.m)	
Figure IV.18 : Diagramme des moments fléchissant (kN.m)	
Figure IV.19 : Diagramme des contraintes a ELS	
Figure IV.20 : Schéma de la bielle d'absent	

Chapitre IV : études des planchers

Figure V.1 : Diagramme de spectre de réponse	
-----------------------------------------------------------	--

Chapitre VI : étude des portiques

Figure VI.1 : Dessin de ferrailages des poutres	
Figure VI.2 : Dessin de ferrailage des poteaux.....	

Chapitre VII : ferrailage des voiles

Figure VII.1 : Schéma du voile + poteaux.....	
Figure VII.2 : Coupe transversal de voile	
Figure VII.3 : Vue de face du voile.....	
Figure VII.4 : Schéma du voile + 2 poteaux	
Figure VII.5 : Disposition des armatures verticales dans les voiles	
Figure VII.6 : Disposition du ferrailage du voile	

Chapitre IIX : Etude de l'infrastructure

Figure IIX.1 : Schéma de panneau le plus défavorable	
Figure IIX.2 : Schéma de ferrailage du radier.....	
Figure IIX.3 : Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture.....	
Figure IIX.4 : Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture.....	

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment a usage d'habitation et constitué d'un Rez-de-chaussée plus (8) étages, implanté à Alger Cette région est classée en zone sismique (III) selon le RPA99 version 2003.

En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99), cette étude se compose de quatre parties :

La première entame la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

La deuxième partie a pour objectif d'étude des éléments secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, balcon, dalle de l'ascenseur).

L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par logiciel ETAPS afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique).

En fin, l'étude des éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles, radier général) sera calculé dans la dernière partie.

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, ETAPS, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99.

Abstract

This project presents a detailed study of a building used for residential and c consists of a ground floor addition (8) floors, located in Algeria . This region is classified as seismic zone III according to the RPA99 version 2003.

Using the new rules of calculation and verification of reinforced concrete (RPA99 2003 version, BAEL91 modifié99), this study consists of four parts:

The first starts the general description of the project with a presentation of material properties, then the Pre-design of the structure and finally the descent of the load. The second part aims to study secondary elements (beams, stairs, parapet, balcony, and slab of elevator).

The dynamic study of the structure was begun in the third part software ETAPS to determine the various stresses due to loads (permanent loads, operational and seismic loading).

At the end, the reinforcement of structural elements (columns, beams, walls sails, and raft) will be calculated in the last part.

Key words: Building. Reinforced concrete ETAPS, RPA 99 modified 2003, BAEL 91 modified 99.

ملخص

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لإنجاز بناية سكنية تتألف من طابق ارضي+8 طوابق بولاية الجزائر المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم III حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل

2003 باستخدام القواعد الجديدة للحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة (BAEL91, modifié99,RPA99V)

تتكون هذه الدراسة من أربعة أجزاء و هم:

الجزء الأول: يبدأ بالوصف العام للمشروع، ثم إعطاء الأبعاد الأولية للعناصر المكونة لها مع عرض لخصائص المواد و حمولة كل عنصر .

الجزء الثاني : يهدف إلى دراسة العناصر الثانوية للبناية.

الجزء الثالث : يتضمن الدراسة الديناميكية للبناية بواسطة الحاسوب.

الجزء الرابع و الأخير: يشمل على دراسة الأجزاء المقاومة للبناية(الأعمدة، الروافد، الجدران المسلحة و الأساسات)

الكلمات المفتاحية

العمارة، الخرسانة المسلح , ETAPS , BAEL91modifié 99 ,RPA99V2003

INTRODUCTION GENERALE

Le Génie Civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions.

Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoie souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécutions généralement criardes.

Pour cela nous ne devons pas appliquer uniquement les règlements, mais nous devons impérativement comprendre les facteurs déterminant le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique.

Les différentes études et règlements préconisent divers systèmes de contreventement visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au Génie Civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps.

Dans mon projet d'étude d'une structure R+8 à contreventement par voile porteur, en plus du calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, la structure est soumise.

Au spectre de calcul du règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS.

Chapitre I

Présentation de
l'ouvrage

I.1. Introduction :

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99 modifié en 2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

I.2. Présentation de l'ouvrage :

Le projet consiste à l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment (R+8) à usage multiple constitué de :

- Un rez-de-chaussée (RDC) à usage commercial.
- Le 1^{er} étage a usage bureaux.
- Du 2^{ème} au 8^{ème} étage à usage d'habitation.
- La configuration du bâtiment représente une régularité en plan et en élévation.

Le bâtiment sera implanté à **ALGER** classé selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99/version2003) comme une zone de forte sismicité (Zone III)

I.3. Caractéristiques géométriques :

L'architecture de l'ouvrage à étudier est constituée d'un seul bloc de forme rectangulaire régulière en plan, les caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau I.1 : Caractéristiques géométriques.

Dimensions en plan (m)	
Longueur total de bâtiment	26,23
Largeur total du bâtiment	21,10
Dimensions en élévation (m)	

Hauteur total du bâtiment +(acrotère)	30
Hauteur du RDC et 1er étage	3,96
Hauteur des étages courants	3,22

I.4. Conception de la structure :

I.4.1. Ossature de l'ouvrage :

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction portiques voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

I.4.2. Plancher :

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.
- Planchers corps creux :

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 60cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 5 cm.

Ce type de planchers est généralement utilisé pour plusieurs raisons

- Facilité de réalisation ;
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes ;
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).

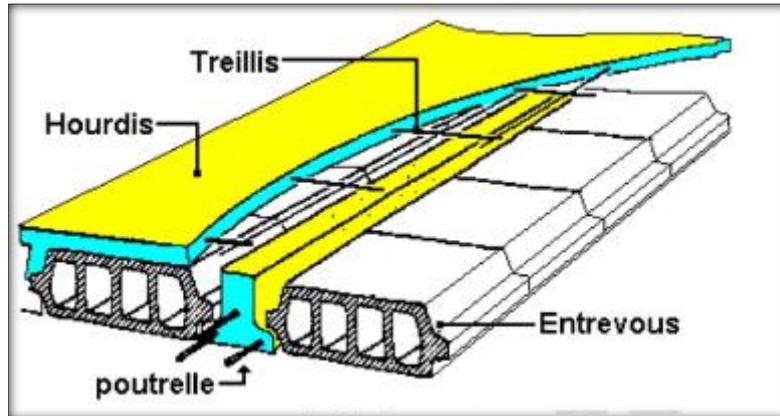


Figure I.1 : Plancher à corps creux.

- Planchers dalle pleine :

Une dalle pleine est une plaque porteuse en béton armé coulé sur place, d'épaisseur de 10 à 20 cm ou plus qui repose sur des appuis : murs ou poutres. Son épaisseur est en général = au 25ème de la portée.

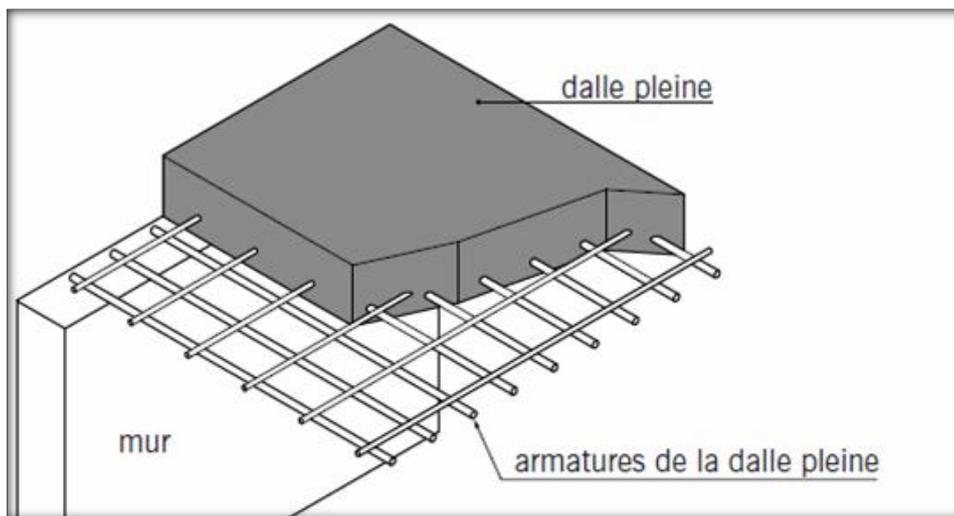


Figure I.2 : Plancher à dalle pleine

I.4.3. Escalier :

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers inter étage réalisé en béton armé coulé sur place.

1.4.4. Maçonnerie :

On distingue :

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

- Mur extérieur (double paroi).
- Mur intérieur (simple paroi).

La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs.

a. Murs extérieurs :

Le remplissage des façades est en maçonnerie elles sont composées d'une double cloison en briques creuses a 8 trous de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur.

b. Murs intérieurs :

Cloison de séparation de 10 cm.

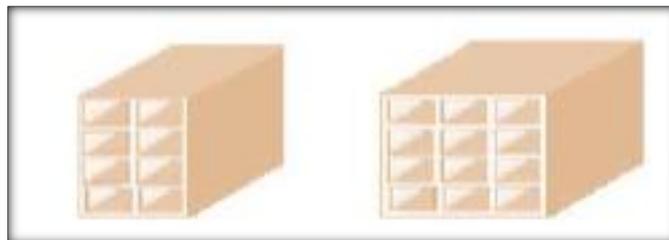


Figure I.3 : Brique creuse.

I.4.5. Revêtement :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Enduit en ciment pour les faces extérieur des murs de façade.
- Enduit de plâtre pour les murs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.

I.4.6. Acrotères :

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60cm et 100cm et de 10cm d'épaisseur.

I.4.7. Gaine d'ascenseurs :

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages.

I.4.8. Fondation :

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Le rapport de sol relatif au terrain, indique que les sols en place sont de composition alluvionnaire, présentés par des marnes sableuse, des sables, des grés et des calcaire rencontrés dans un contexte très hétérogène.

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 1.2 bars.

La profondeur d'ancrage de 1m dans le sol naturelle, en tenant compte en plus de double sous-sol projeté.

I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93, le règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003 Le béton et l'acier seront choisis conformément aux règles de conception et calcul des structures en béton armé en vigueur en ALGERIE

I.5.1. Le Béton :

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression.

I.5.1.1. Les matériaux composant le béton :

On appelle béton un matériau constitué par un mélange de :

a. Ciment :

Le ciment joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.

b. Granulats :

Les granulats comprennent les sables et les pierrailles :

b.1.Sables :

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

b.2.Graviers :

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm.

Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

I.6. Dosage et composition du béton :

Pour obtenir au moment de la mise en œuvre une consistance convenable et après durcissement des qualités par les quelles l'étude est orientée, le composition moyenne pour 1m de béton est la suivante :

Tableau I.2. Dosage et composition du béton.

Composants	Gravier 5/25	Sable0/5	Ciment	Eau
Volume	800L	400L	8sacs	180L
Poids (kg)	1200	600	400	180

I.7. Résistances mécaniques du béton :

I.7.1. Résistance à la compression : CBA.93 [ART 2.1.1.1])

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur.

Pour un dosage courant de 350 Kg/m³ de ciment CPA325, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa ($f_{c28} = 25$ MPa).

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa : $f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28}$ si $j < 28j$

$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = 1,1f_{c28} \quad \text{si } j > 28j \\ \text{- Pour des résistances } f_{c28} > 40\text{MPa :} \end{array} \right.$

$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} f_{c28} \quad \text{si } j < 28j \\ f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28j \end{array} \right.$

1.7.2 Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60\text{Mpa.}$$

$$f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3} \quad \text{si } f_{c28} > 60\text{Mpa}$$

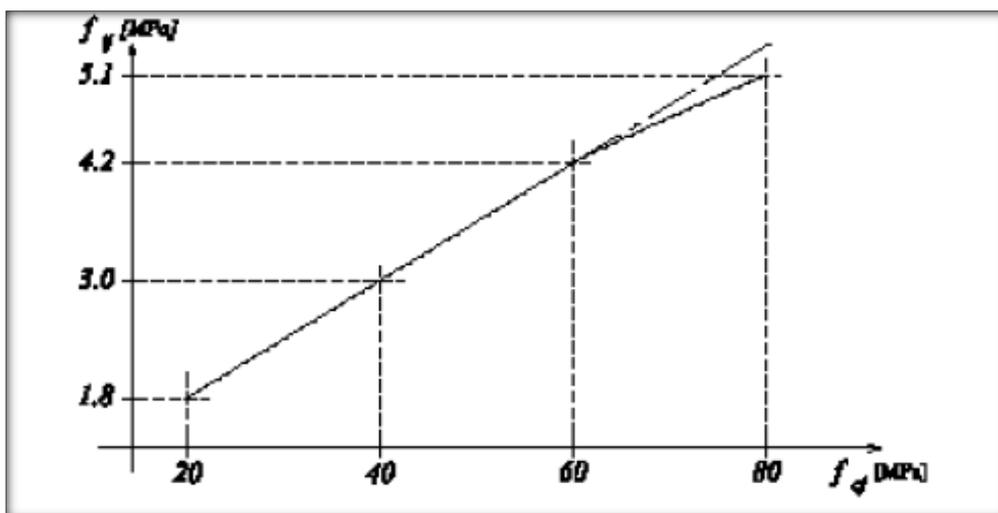


Figure I.4 : Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj} .

I-8- Déformation et contraintes de calcul :

I.8.1 Etat limite de résistance :

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance, on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit :

« Parabole rectangle » et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire.

a- Diagramme parabole – rectangle :

C'est un diagramme déformations – contraintes du béton qui peut être utilisé dans tous les cas.

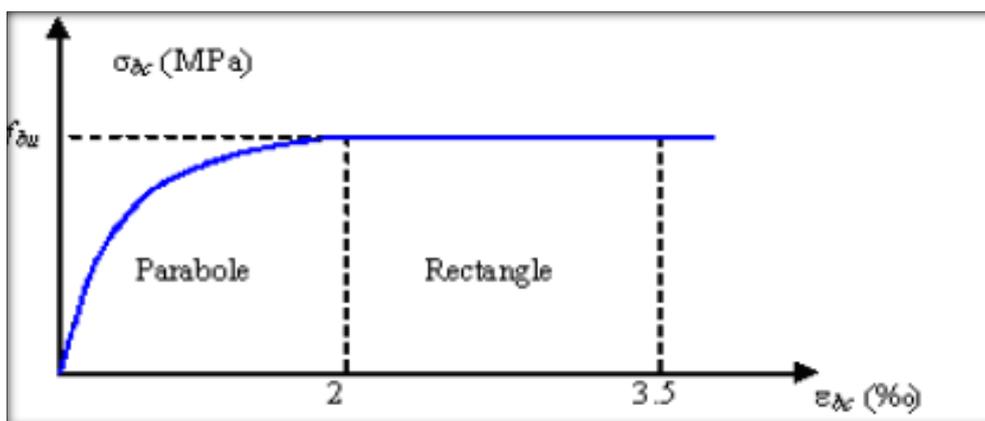


Figure I.5 : Diagramme parabole rectangle des Contraintes Déformations du béton.

Avec :

ε_{bc} : Déformation du béton en compression

f_{bc} : Contrainte de calcul pour $2\text{‰} < \varepsilon_{bc} < 3,5\text{‰}$

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à " j " jours

γ_b : Coefficient de sécurité

$\gamma_b = 1,5$ cas générale

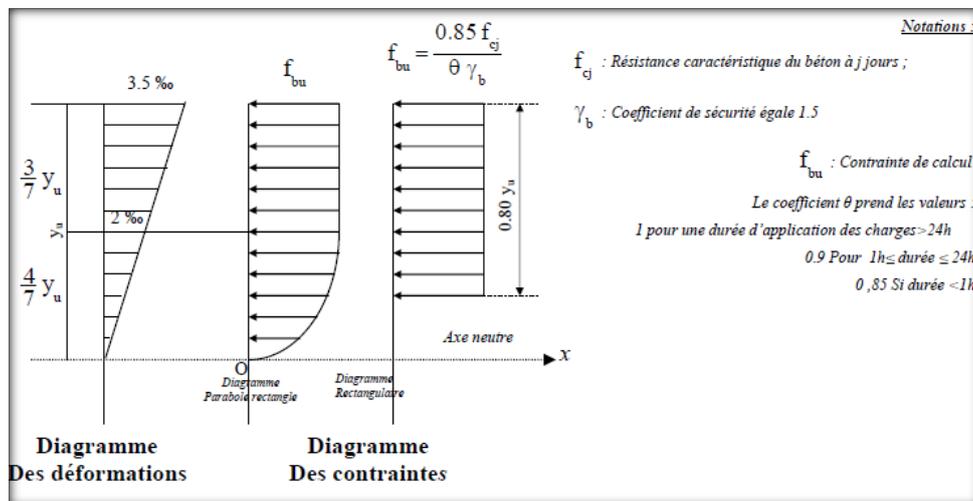
$\gamma_b = 1,15$ cas de combinaisons accidentelles.

Le coefficient de minoration 0,85 tient compte de l'influence défavorable de la durée d'application des charges et des conditions de bétonnage vis-à-vis des résistances caractéristiques obtenues par les essais sur éprouvettes.

b- Diagramme rectangulaire :

Utilisé dans le cas où la section considérée est totalement comprimée en flexion simple

Figure I.6. Diagrammes déformations contraintes de béton.



I.8.2-Contrainte admissible de cisaillement :

$\tau_u = \min(0.2f_{cj} / \gamma_b, 5MPa)$ Fissuration peu préjudiciable.

$\tau_u = \min(0.15f_{cj} / \gamma_b, 4MPa)$ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton définie par rapport à l'effort tranchant ultime T_u . $\tau_u = T_u / b_0 \cdot d$

Avec : b_0 : largeur de la pièce. d : hauteur utile.

I.8.3. Modules de déformation longitudinale du béton :

-Module de déformation instantanée :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h :

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} ; \text{ pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; E_{i28} = 32164,2 \text{ MPa.}$$

- Module de déformation différée :

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3} ; \text{ pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; E_{i28} = 10818,9 \text{ MPa}$$

La déformation totale vaut environ trois fois la déformation instantanée.

I.8.4. Coefficient de poisson :

Lorsqu'on soumet une éprouvette de longueur L, a un effort de compression elle se produit un raccourcissement ΔL , d'où un raccourcissement relatif $(\Delta L/L)$. par contre

Une dimension transversale d de la section devient $(\Delta d+d)$. D'où un allongement relatif $(\Delta d/d)$. On appelle : Coefficient de poisson ν le rapport

$$\nu = \frac{\text{Allongement relatif du côté de la section}}{\text{Raccourcissement relatif longitudinalement}}$$

Coefficients de poisson :

Le coefficient de poisson sera pris égal à :

- $\nu = 0$ pour un calcul des sollicitations à l'Etat Limite Ultime (ELU).
- $\nu = 0,2$ pour un calcul de déformations à l'Etat Limite Service (ELS).

I.9. Les Aciers :

L'acier est un alliage (fer + carbone) en faible pourcentage ; les aciers pour le béton armé sont ceux de :

-Nuance pour 0,15 à 0,25% de carbone.

-Nuance mi-dure et dure pour 0,25 à 0,40% de carbone.

Dans la pratique on utilise les nuances d'aciers suivants :

- Acier naturel (f_e E 215, f_e E 235)

- Acier à haute adhérence (f_e E 400, f_e E 500)

-Treillis soudés de maille (150 x 150) mm² avec $\varnothing = 3,5$ mm (T.S.L f_e E500)

- le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égal à: $E_s=200\ 000\ \text{MPa}$

I.9.1- Diagramme déformation- contrainte de calcul : $\sigma_s = f(\varepsilon\%)$

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité γ_s qui a les valeurs suivantes: $\gamma_s=1,15$ cas général; $\gamma_s=1,00$ cas des combinaisons accidentelles. Pour notre étude, on utilise des aciers $F_e\ E400$

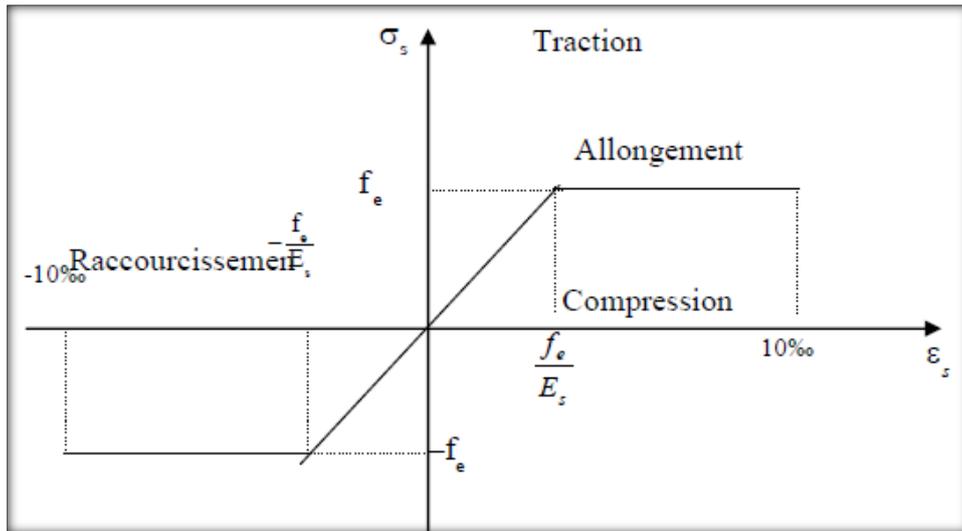


Figure I.7 : Diagramme déformations - contraintes

I.9.2- Contraintes limites de traction des armatures :

Fissuration peu préjudiciable..... $\overline{\sigma}_{st} \leq f_e$ pas de limitation

Fissuration préjudiciable..... $\overline{\sigma}_{st} = \min (2/3f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})\ \text{MPa}$.

Fissuration très préjudiciable... $\overline{\sigma}_{st} = \min (0.5f_e; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})\ \text{MPa}$.

- $\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \quad \text{Pour les ronds lisses} \\ \eta = 1,6 \quad \text{Pour hautes adhérences avec } \varnothing \geq 6\ \text{mm} \\ \eta = 1,3 \quad \text{Pour hautes adhérences avec } \varnothing < 6\ \text{mm} \end{array} \right.$

η : coefficient de fissuration.

-Poids volumique :

-Béton armé..... $\gamma_b=25\ \text{kN/m}^3$.

-Béton non armé..... $\gamma_b=22\ \text{kN/m}^3$.

-Acier..... $\gamma_b = 78,5 \text{ kN/m}^3$.

I.9.3.Etats limites :

Selon les règles B.A.E.L 91, on distingue deux états de calcul :

- Etats limites ultimes de résistance E.L.U.R
- Etats limites de service E.L.S

I.9.3.1. E.L.U.R :

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'actions majorées et les sollicitations résistantes calculées en supposant que les matériaux atteignant les limites de rupture minorée, ce qui correspond aussi aux règlements parasismique algériennes R.P.A 99 (version 2003).

On doit par ailleurs vérifier que l'E.L.U.R n'est pas atteint en notant que les actions sismiques étant des actions accidentelles.

I.9.3.1.1. Hypothèses de calcul :

- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance du béton à la traction est négligée.
- Le raccourcissement du béton est limité à: $\varepsilon_{bc} = 3,5\%$ en flexion composée. $\varepsilon_{bc} = 2\%$ en compression simple.
- L'allongement de l'acier est limité à : $\varepsilon_{bc} = 10\%$

I.9.3.1.2.Règles des trois pivots :

En fonction des sollicitations normales la rupture d'une section en béton armé peut intervenir :

- Par écrasement du béton comprimé.
 - Par épuisement de la résistance de l'armature tendue.
- les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier.
- la déformation est représentée par une droite passant par l'un des points A, B ou C appelés pivots.

Tableau I.3 : Règle des trois pivots

Pivot	Domaine	Déformations limites du pivot considéré
A	1	Allongement unitaire de l'acier 10 ⁰ / ₀₀
B	2	Raccourcissement unitaire du béton 3,5 ⁰ / ₀₀
C	3	Raccourcissement unitaire du béton 2 ⁰ / ₀₀

Figure I.8 : Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots.

- Dans le domaine 01 le diagramme passe par le point A, qui correspond à un allongement de 10% de l'armature la plus tendue, supposée concentrée en son centre de gravité.
- Dans le domaine 02 le diagramme passe par le point B, qui correspond à un raccourcissement de 3,5% de la fibre la plus comprimée.
- Dans le domaine 03 le diagramme passe par le point C, qui correspond à un raccourcissement de 2% du béton, à une distance de la fibre la plus comprimée égale à 3/7 de la hauteur total h de la section.

I.9.3.2.E.L.S :

Il consiste à l'équilibre des sollicitations d'actions réelles (non majorées) et les sollicitations résistances calculées dépassant des contraintes limites.

I.9.3.2.1. Hypothèses de calcul :

- Les sections droites avant déformation restent planes après déformation
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton
- Le béton tendu est néglige
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

$$\sigma_{bc} = E_b \times \varepsilon_{bc} \quad ; \quad \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s$$

- Pour convention η correspond au rapport du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui béton.

$$\eta = E_s/E_b = 15 \text{ «coefficient d'équivalence ».}$$

I.9.3.2.2. Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites :

•Etat limite ultime :

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante : $1,35G+1,5Q$

• **Etat limite de service :**

Combinaison d'action : $G+Q$

-Les règles parasismiques algériennes ont prévu les combinaisons d'actions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} G+Q\pm E \\ G+Q\pm 1,2E \\ 0,8G\pm E \end{array} \right. \quad \text{Avec :} \quad \left\{ \begin{array}{l} G : \text{charge permanente} \\ Q : \text{charge d'exploitation} \\ E : \text{effort de séisme} \end{array} \right.$$

Chapitre II

Pré-dimensionnement des éléments

I.1.Introduction :

Le pré dimensionnement des éléments résistants (Les planchers, Les poutres, Les poteaux, Les voiles) est une étape régie par des lois empiriques. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

- **Sollicitations verticales**

Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.

- **Sollicitations horizontales**

Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques.

Le pré dimensionnement de tous les éléments de l'ossature est conforme aux règles B.A.E.L 91, CBA93 et R.P.A 99 V2003

II.2. Pré-dimensionnement des planchers :

II.2.1. détermination de l'épaisseur des planchers :

Dans cette structure, les planchers sont à corps creux, les corps creux n'interviennent pas dans la résistance de l'ouvrage sauf qu'ils offrent un élément infiniment rigide dans le plan de la structure

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistance.

L'épaisseur de plancher est conditionnée par :

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow ht \geq \frac{L}{22.5}$$

L : La portée maximal entre nus d'appuis ;

h_t : Hauteur total du plancher ;

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{1}{22,50} \rightarrow ht \geq \frac{L}{22,50} = \frac{405}{22,5} = 18 \text{ cm}$$

D'après cette condition, on adopte un plancher d'une épaisseur de : $h_t = (16 + 4) \text{ cm}$

16 cm pour le corps creux.

4 cm pour la dalle de compression.

II.3. Evaluation des charges et surcharges :

La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

Tableau II.1 : Charge permanente & surcharge d'exploitation Plancher terrasse (inaccessible)

Désignation de la charge	Valeur en KN/m ²	
	1 - Gravillon de protection de l'étanchéité (e = 4cm)	0,2
2 - étanchéité multicouches (2 cm)	0,095	0,12
3 - Forme de pente en béton (5 cm)	0,22	0,9
4 - Isolation thermique à liège (e = 4cm)	0,04	0,66
5 – planche corps creux (16+4 cm)		3,20
6 - Enduit en plâtre (e = 2cm)	0,10	0,20
La charge permanente	G	5,82
La surcharge d'exploitation	Q	1,00

Tableau II.02 : Charge permanente & surcharge d'exploitation Plancher étage courant.

Désignation de la charge	Valeur en KN/m ²	
	1 - Revêtement Carrelage et mortier de pose (2cm)	0,20
2 - Sable fin pour mortier (2cm)	0,20	0,40
3 - Plancher corps creux (16+4 cm)		3,20
4 - Enduit en plâtre (2cm)	0,1	0,20
5 - Cloison en briques creuses	9 x 0,1	0,90
La charge permanente	G = 5,44	
La surcharge d'exploitation	Q = 1,5	

RQ : pour le RDC : Q = 5,00 KN /m2 (usage commercial)

1er étage : Q =2,5 KN /m2 (usage bureaux)

Tableau II.03 : Charge permanente des Murs extérieur.

Désignation de la charge	Valeur en KN/m ²	
	1 - Enduit extérieur en ciment (e = 2cm)	2 x 0,18
2 - Parois en brique creuse extérieur (e = 15cm)	9 x 0,15	1,35
3 - Parois en brique creuse intérieur (e =10cm)	9 x 0,10	0,9
4 - Enduit intérieur en ciment (e =1,5cm)	1,50 x 0,18	0,27
	G	2,88

Remarque:

Les murs peuvent être avec ou sans ouvertures donc il est nécessaire d'opter des coefficients selon le pourcentage d'ouvertures :

- Murs avec portes (90% G). - Murs avec fenêtres (80% G).
- Murs avec portes et fenêtres (70% G).

On prend $G_{ext} = G \times 70\% = 2,88 \times 0,7 = 2,02 \text{ KN/m}^2$

II.4.Utilisation de la loi de dégression de la surcharge d'exploitation:

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment $Q_1 Q_2 Q_3 \dots Q_n$ les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1, 2, 3...n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes:

Sous toit ou terrasse Q_0

Sous dernier étage (Étage 1) $Q_0 + Q_1$

Sous étage immédiatement inférieur :

(Étage 2) $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$

(Étage 3) $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

(Étage 4) $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

(Étage n) $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n)$

Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour $[n \geq 5]$

Tableau II.4 : La loi de dégression.

Niveau	La dégression des charges par niveau (kN/m ²)	Charges (kN/m ²)
Terrasse	$NQ_0=1$	1.00
7	$NQ_1= Q_0 + Q_1$	2.50
6	$NQ_2= Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$	3.85
5	$NQ_3= Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5.05
4	$NQ_4= Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6.10
3	$NQ_5= Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	7.00

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

2	NQ ₆ = Q ₀ + 0,75 (Q ₁ + Q ₂ + Q ₃ + Q ₄ + Q ₅ + Q ₆)	7.75
1	NQ ₇ = Q ₀ + 0,71(Q ₁ + Q ₂ + Q ₃ + Q ₄ + Q ₅ + Q ₆ + Q ₇)	8.45

II.5. Pré-dimensionnement des poutres :

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux, on a deux types de poutres :

II.5.1.1 Les poutres principales :

Reçoivent les charges transmises par les solives (poutrelles) et les répartie aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

Selon le R.P.A99/2003, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$b \geq 20\text{cm}$$

$$h \geq 30\text{cm}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4\text{cm}$$

Selon le B.A.E.L 91 , le critère de rigidité :

$$\frac{L}{15} \leq ht \leq \frac{L}{10}ht : \text{ hauteur de la poutre}$$

$$0.3d \leq b \leq 0.4d \quad \text{Avec} \quad b : \text{ largeur de la poutre}$$

$$\frac{ht}{b} \leq 3L : \text{ la plus grande portée entre nus}$$

Pour le sens longitudinal, celui des poutres principales et d'après le BAEL91

On a :

$$L = 668 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \frac{668}{15} \leq ht \leq \frac{668}{10} \quad \Rightarrow \quad 45\text{cm} \leq ht \leq 66\text{cm} \quad \text{on prend } ht = 55\text{cm}$$

$$d = 0,9ht = 0,9 \times 55 = 49.5$$

$$0.3d \leq b \leq 0.4d \Rightarrow 14.85 \leq b \leq 19.80$$

$$\frac{ht}{b} \leq 3 \Rightarrow \frac{55}{30} \leq 3 \Rightarrow 1.8 \leq 3$$

Les dimensions des poutres doivent être vérifié selon les conditions du RPA 99/V2003

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

$b \geq 20\text{cm}$ on prend $b = 30\text{cm}$ $\Rightarrow 30\text{cm} \geq 20\text{cm}$ conditions vérifiées

$ht \geq 30\text{cm}$ on prend $ht = 55\text{cm}$ $\Rightarrow 45\text{cm} \geq 30\text{cm}$ conditions vérifiées

$\frac{ht}{b} \leq 4\text{cm}$ on a $\frac{55}{30} \leq 4\text{cm}$ $\Rightarrow 1,8\text{cm} \leq 4\text{cm}$ conditions vérifiées.

Donc on prend $(30 \times 55)\text{ cm}^2$ comme section des poutres principales.

II.5.1.2. Les poutres secondaires :

Reliant les portiques entre eux pour ne pas basculées.

Pour le sens transversal, celui des poutres secondaires et d'après le BAEL91 On a :

$L = 405\text{ cm}$ $\Rightarrow \frac{405}{15} \leq ht \leq \frac{405}{10}$ $\Rightarrow 27\text{cm} \leq ht \leq 40,5\text{cm}$ on prend $ht = 35\text{cm}$.

$d = 0,9ht = 0,9 \times 35 = 31,5\text{cm}$

$0,3d \leq b \leq 0,4d \Rightarrow 9,45\text{cm} \leq b \leq 12,6\text{cm}$

$\frac{ht}{b} \leq 3 \Rightarrow \frac{35}{30} \leq 3 \Rightarrow 1,16 \leq 3$

Les dimensions des poutres doivent être vérifié selon les conditions du RPA 99/V2003 :

$b \geq 20\text{cm}$ on prend $b = 30\text{cm}$ $\Rightarrow 30\text{cm} \geq 20\text{cm}$ conditions vérifiées

$ht \geq 30\text{cm}$ on prend $ht = 35\text{cm}$ $\Rightarrow 35\text{cm} \geq 30\text{cm}$ conditions vérifiées

$\frac{ht}{b} \leq 4\text{cm}$ on a $\frac{35}{30} \leq 4\text{cm}$ $\Rightarrow 1,16\text{cm} \leq 4\text{cm}$ conditions vérifiées

Donc on prend $(30 \times 35)\text{ cm}^2$ comme section des poutres secondaires.

II.5.2. Pré-dimensionnement des poteaux:

Le calcul est basé sur Le calcul est basé sur le poteau le plus sollicité.

La section afférente est la section résultante de la moitié des panneaux entourant le poteau.

On a Regroupé les poteaux en 3 familles selon les niveaux comme suit :

Type 1-du RDC jusqu'au 2ème étage

Type 2-du 3ème au 5ème étage

Type 3-du 6ème au 8ème étage

Calcul de l'effort normal ultime sollicitant les poteaux :

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

$$N_u = 1,35 N_G + 1,5 N_Q$$

$G = n \times (S \times G) + n \times (G_{pp} + G_{ps})$. Avec: n (le nombre de niveaux en dessus du poteau.) n= 08

S : La surface afférente est donnée par :

$$S = (4,05/2 \times 6,68/2) + (4,1/2 \times 4,05/2) + (3,65/2 \times 4,1/2) + (3,65/2 \times 6,68/2)$$

$$S = 20,75 \text{ m}^2$$

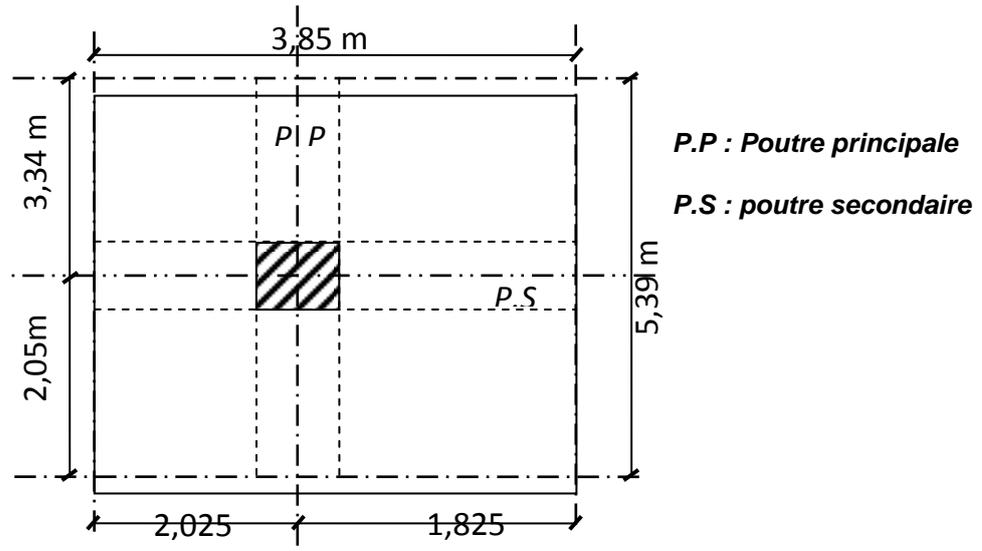


Figure II.1 : section du poteau le plus sollicité (en m²)

II.5.2.1. Pré-dimensionnement des poteaux type 1 :

Du RDC jusqu'au 2ème étage :

Efforts de compression dus aux charges permanentes N_u :

$$N_u = 1,35 \times N_G + 1,5 \times N_Q$$

Avec:

$$n = 08$$

$$G_{\text{terrasse}} = 7,19 \text{ KN / m}^2$$

$$G_{\text{étage}} = 6,59 \text{ KN / m}^2$$

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

$$G_{pp} = 0,55 \times 0,3 \times 25 \times 6,68 = 27,56 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = 0,4 \times 0,25 \times 25 \times 6,50 = 16,25 \text{ KN}$$

$$N_{GT} = G_t \times s + G_{ec} \times N \times S + n \times (G_{pp} + G_{ps}).$$

$$N_{GT} = (7,19 \times 20,75) + (6,59 \times 8 \times 20,75) + [(27,56 + 16,25) \times 9]$$

$$N_{GT} = 1637,42 \text{ kN}$$

(On doit majorer l'effort normal ultime de 10% suivant les règles **BAEL 91 modifié 99**)

$$N_G = 1.15 \times G = 1.15 \times 1637,42 = 1883,03 \text{ KN}$$

Efforts de compression dus aux charges d'exploitation N_Q

$$N_Q = Q_{te} \times S + Q_{ec} \times S \times N$$

$$Q = 1,5 \text{ KN / m}^2$$

$$S = 20,75 \text{ m}^2$$

$$N_Q = (1 \times 20,75) + (1,5 \times 20,75 \times 8)$$

$$N_Q = 269,75 \text{ KN}$$

$$N_Q = N_Q \times 1,15 = 310,21 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,35 N_G + 1,5 N_Q$$

$$N_u = 1,35(1883,03) + 1,5(310,21)$$

$$N_u = 2542,09 \text{ KN}$$

Détermination de la section du poteau (a×b)

Détermination de a :

Vérification de flambement :

On doit dimensionner les poteaux de telle façon qu'il n'y ait pas de flambement

C'est-à-dire ≤ 50

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{0,7l_0}{i}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$B = ab$$

$$I = \frac{b \cdot a^3}{12} i = \sqrt{\frac{b \cdot a^3}{12 \cdot a \cdot b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0,290a$$

Avec :

- l_f : Longueur de flambement
- i : rayon de giration
- B : section des poteaux
- λ : L'élanement du poteau
- I : moment d'inertie de la section par rapporte a passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement

$$l_0 = 3,96 \text{ m}$$

$$l_f = 0,7 \times 3,96 = 2,77 \text{ m} = 277 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{277}{0,290a} \leq 50 \Rightarrow a \geq \frac{277}{0,290 \times 50} = 19,1 \text{ cm}$$

On prend : **a = 45cm**

$$\lambda = \frac{0,7l_0}{i} \Rightarrow \frac{0,7 \times 396}{0,290 \times 45} = 21,34 < 50 \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Détermination de b :

Selon les règles **B.A.E.L 91**, l'effort normal ultime N_u :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$B_r = (a - 2)(b - 2),$$

$$B_r = (45 - 2)(b - 2)$$

$$B_r = 45(b - 2)$$

$$A_s = 0,1\% (\text{zone III}) \text{ Selon RPA 99 version 2003}$$

$$A_s = 0,01[48(b - 2)]$$

$$A_s = 0,45(b - 2)$$

Avec:

B_r : Section réduite.

α : Coefficient fonction de λ .

A_s : Section d' armature longitudinales.

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

$\alpha = ?$ Donc on a :

$$\lambda \leq 50$$

$$\lambda = \frac{0.7l_0}{i} \Rightarrow \frac{0.7 \times 396}{0.290 \times 45} = 21,34 < 50$$

$$\lambda = 21,34$$

$$\alpha = \frac{0,85}{[1 + 0,2(\frac{\lambda}{35})^2]}$$

$$\alpha = \frac{0,85}{[1 + 0,2(\frac{21,34}{35})^2]} = 0.79$$

$$\alpha = 0.79$$

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}, f_e = 400 \text{ Mpa}, \gamma_b = 1,5, \gamma_s = 1,15$$

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{45(b - 2) \cdot 25}{0,9 \times 1,5 \times 10} + 0,45(b - 2) \times \frac{400}{1,15 \times 10} \right]$$

$$N_u \leq 0.8 \left[\frac{45(b - 2) \cdot 25}{0,9 \times 1,5 \times 10} + 0,45(b - 2) \times \frac{400}{1,15 \times 10} \right]$$

$$N_u \leq 65,47(b - 2)$$

$$b \geq \frac{2542,09}{65,47} + 2$$

$$b \geq 41,39 \text{ cm}$$

Donc on prend : **b = 45 cm**

Donc les poteaux ont la section suivante : du RDC au 2^{ème} étage (**45 × 45**)cm².

Vérification des conditions du R.P.A.99 Révisées en 2003 article 7.5.1:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(a, b) = 50 > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \text{Min}(a, b) = 50 \text{ cm} > h_e / 20 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

$\frac{1}{4} < a/b < 4$ Condition vérifiée.

POTEAUX TYPE 1

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(a, b) = 45 > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.} \\ \text{Min}(a, b) = 45 \text{ cm} > h_e / 20 = 396 / 20 = 19,8 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < a/b < 4 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$

SOIT ; a=b =45 cm

POTEAUX TYPE 2

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(a, b) = 40 > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.} \\ \text{Min}(a, b) = 40 \text{ cm} > h_e / 20 = 396 / 20 = 19,8 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < a/b < 4 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$

SOIT ; a=b =40 cm

POTEAUX TYPE3

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(a, b) = 35 > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.} \\ \text{Min}(a, b) = 35 \text{ cm} > h_e / 20 = 396 / 20 = 19,8 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < a/b < 4 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$

SOIT ; a=b =35 cm

II.6. Pré dimensionnement des voiles :

- Les voiles et les murs sont des éléments principaux porteurs ayant deux dimensions grandes par rapport ont l'autre appelée épaisseur.

- Les voiles sont réalisés en béton armé ou en béton.

- Les murs sont réalisés en maçonnerie non armée.

- **Rôle des voiles et des murs :**

- Reprennent presque la totalité des charges horizontales et 20% des charges verticales

- Participent au contreventement de la construction (vent, séisme)

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

- Assurent une isolation acoustique entre deux locaux en particulier entre logements.
- Assurent aussi une protection incendie, coupe-feu.
- De servir de cloisons de séparation entre locaux.
- Les voiles sont considérés comme des éléments satisfaisants la condition de

R.P.A 99 V2003, P 56 ; $L \geq 4 a$:

L : La longueur du voile.

a : L'épaisseur du voile.

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires. L'épaisseur minimale est de 15cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction hauteur d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme suit :

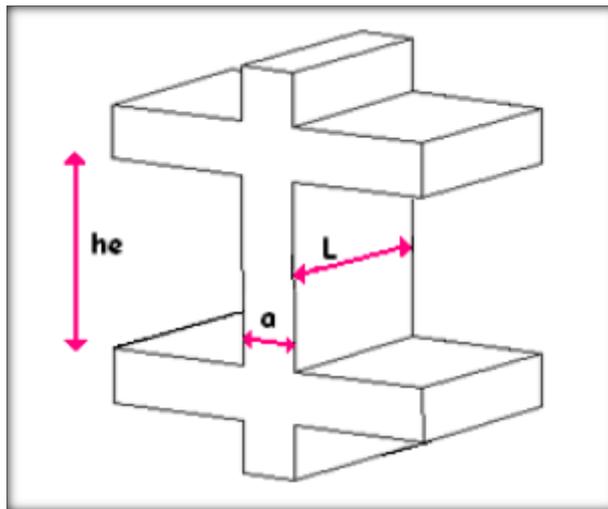


Figure II.2 : Les voiles

S'agissant de notre projet on a $a < h_e/20$

	RDC et 1er étage	étage courants
h_e (cm)	396	322
a (cm)	20	16,1

Tableau II.5 : Les voiles.

On adopte des voiles d'épaisseur $e = 20$ cm.

Le tableau suivant résume les sections des poutres (principales et secondaires), poteau ainsi que l'épaisseur des voiles calculés pour les différents niveaux de la construction.

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

Tableau II.6 : Tableau récapitulatif des sections des poteaux, poutre et épaisseur des voiles

Niveau	Section de poteau (cm ²)	Section de poutre principale (cm ²)	Section de poutre secondaire (cm ²)	Épaisseur des voiles (cm)
RDC	45 X 45	30 X 55	25 X 40	20
01	45 X 45	30 X 55	25 X 40	20
02	45 X 45	30 X 55	25 X 40	20
03	40 X 40	30 X 55	25 X 40	20
04	40 X 40	30 X 55	25 X 40	20
05	40 X 40	30 X 55	25 X 40	20
06	35 X 35	30 X 55	25 X 40	20
07	35 X 35	30 X 55	25 X 40	20
08	35 X 35	30 X 55	25 X 40	20
Terrasse	/	30 X 55	25 X 40	/

Chapitre III

Calcul des éléments
non structuraux

III.1. Étude de L'acrotère :

L'acrotère est couronnement placé à la périphérie d'une terrasse, il assure la sécurité en formant un écran pour toute chute il est assimilé à une console au niveau de sa base au plancher terrasse soumise à son poids propre et aux charges horizontales qui sont dues à une main courante et au séisme qui créent un moment de renversement.

L'acrotère est sollicité à la flexion composée, il est calculé comme étant une console encastrée au niveau du plancher terrasse, soumis à :

- Un effort normal dû à son poids propre.

Le calcul se fait pour une bande de 1 ml.

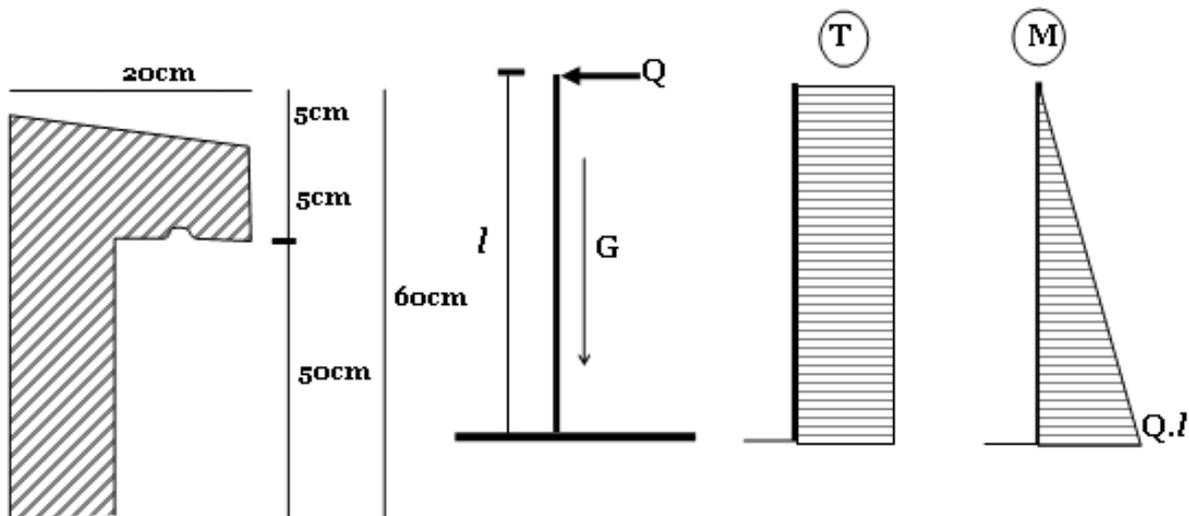


Figure III.1 : Acrotère en béton armé.

III.1.2. Calcul des sollicitation, enrobage et excentricité :

$$S = (0.05 \times 0.1) / (2) + (0.05 \times 0.1) + (0.1 \times 0.6) = 0.0675 \text{ m}^2/\text{l}$$

$$G = 0.0675 \times 2500 = 169,00 \text{ kg/ml.}$$

III.1.2.1. La charge horizontale:

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p.$$

$A = 0,1$ coefficient d'accélération de la zone.

$W_p = 169,00 \text{ kg/ml}$ poids de l'acrotère.

$C_p = 0,8 \text{ kN}$ facteur de la force horizontale.

$$F_p = 4 \times 0,1 \times 0,8 \times 168,75 = 54 \text{ kg/ml}$$

$$Q = 54 \text{ kg/ml}$$

III.1.2.3. Poids propre de l'acrotère :

$$G = 1,69 \text{ KN/ml.}$$

$$Q = 0,54 \text{ KN/ml.}$$

III.1.2.4. Combinaisons d'action :

Le calcul se fait par rapport à l'encastrement :

a. E.L.U :

a.1. Moment de flexion :

$$M_u = 1.35 MG + 1.5 MQ \text{ avec } MG = 0$$

$$M_u = 1.5 \times Q \times l \Rightarrow M_u = 1.5 \times 0,54 \times 0,6 = 0,486 \text{ KN.m}$$

a.2. Effort normal :

$$N_u = 1.35 G \Rightarrow N_u = 1.35 \times 1,69$$

$$N_u = 2,28 \text{ KN.}$$

b. E.L.S :

b.1. Moment fléchissant :

$$M_s = MG + MQ \text{ avec } MG = 0.$$

$$M_s = MQ \Rightarrow M_s = 0,54 \times 0,60.$$

$$M_s = 0,324 \text{ KN.m.}$$

b.2. Effort normal :

$$N_s = G \Rightarrow N_s = 1,69 \text{ KN.}$$

c. Effort tranchants:

$$V = N_Q = 1 \text{ KN.m.}$$

$$V_U = 1,5V = 1,5 \text{ KN.m.}$$

$$V_{\text{ser}} = N_Q = 1 \text{ KN.m.}$$

d. Enrobage :

Vu que la fissuration est préjudiciable on prend : $c=c'=2\text{cm}$.

e. Excentricité :

C'est la distance entre le centre de pression et le centre de gravité d'une section.

$$e = M_u / N_u \Rightarrow e = 0,486 / 2,28 \Rightarrow e = 0,21 \text{ m.}$$

$$h/6 = 10/6 = 1.67 \text{ cm.}$$

$$ep/2 = 10/2 = 0.05\text{m} < 0.21\text{m} \quad \text{condition vérifié.}$$

La section est partiellement comprimée, parce que le centre de pression est appliqué à l'extérieur du noyau central.

III.1.2.5. Vérification si la section est Partiellement ou entièrement comprimée:

$$M_u = N_u \left(e + \frac{h}{2} - c \right)$$

$$M_u = 2,28 \times \left(0,21 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right) = 0,5472 \text{ kN.m}$$

$$(d - c')N_u - M_u \leq (0,337 \times h - 0,81 \times c')f_{bc} \times b \times h$$

$$(d - c')N_u - M_u = (0,09 - 0,02) \times 2,28 - 0,5472 = -0,3876 \text{ kN.m}$$

$$(0,337h - 0,81 \times c')f_{bc} \times b \times h = (0,337 \times 0,1 - 0,81 \times 0,02) \times 14,17 \times 10^3 \times 0,1 \times 1 = 24,80 \text{ kN.m}$$

$$-0,38 \text{ kN.m} < 24,80 \text{ kN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire (b x h) = (100x10) cm².

III.1.3. Calcul du ferrailage E. L. U. R :

$$M_u = 0,55 \text{ kN.m}$$

$$\mu = M_u / bd^2f_{bc} = 0,55 \times 10^3 / 100 \times (9)^2 \times 14,17 = 4,79 \times 10^{-3}$$

III.1.3.1. vérification de l'existence des armatures comprimée A' :

$$\mu_l = 0,8 \alpha_l \cdot (1 - 0,4 \alpha_l)$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \varepsilon_{sl}} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,668, \text{ avec : } 1000 \varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{E \times \delta_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1,15} = 1,74.$$

$$\mu_l = 0,8 \times 0,668 (1 - 0,4 \times 0,668) = 0,392 > \mu = 0,0084 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\mu = 0,0084 \Rightarrow \beta = 0,996.$$

On calcul:

A_{fs}: section d'armatures en flexion simple.

A_{fc} : section d'armatures en flexion composée.

$$A_{fs} = \frac{M_U}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{0,55 \times 10^3}{348 \times 0,996 \times 9} = 0,176 \text{ cm}^2 / \text{ml} .$$

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0,176 - \frac{2,28 \cdot 10^3}{100 \cdot 348} = 0,11 \text{ cm}^2 / \text{ml} .$$

III.1.3.2. Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire :

a) Les armatures principales

$$N_{ser} = G = 1,69 \text{ kN/ml}$$

$$M_{ser} = Q \cdot h = 0,54 \cdot 0,6 = 0,324 \text{ kN.m}$$

$$e_{ser} = M_{ser} / N_{ser} = 0,324 / 1,69 = 0,19 \text{ m} = 19 \text{ cm}$$

$$d = 0,9h_t = 9 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$A_{smin} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_{ser} - 0,45 d}{e_{ser} - 0,185 d} \times 0,23 = 0,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_s = \max(A_{su}; A_{sl}; A_{min}) = 0,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4 ϕ 6 p.m.; $A_s = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$; St = 25 cm

b) Les armatures de répartition :

$$A_r = A_s / 4 = 1,13 / 4 = 0,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : $A_s = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit 4 ϕ 6 p.m.

III.1.4. Vérification des contraintes (E. L. S) :

$$M_{ser} = N_{ser}(e - c + h/2)$$

$$M_{ser} = 1,69(0,19 - 0,02 + 0,1/2) = 0,3718 \text{ kN.m}$$

III.1.4.1. Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y_1^2 - \eta \cdot A_s \cdot (d - y_1) = 0$$

$$50 y_1^2 + 16,95 y_1 - 152,55 = 0 \Rightarrow y_1 = 1,58 \text{ cm}$$

III.1.4.2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta \cdot A_s \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \times (1,58)^3}{3} + 15 \times 1,13 \times (9 - 1,58)^2$$

$$I = 1064,68 \text{ cm}^4$$

III.1.4.3. Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y_1 = \frac{324}{1290,34} \times 1,58 = 0,48 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,48 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

III.1.4.5. Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} \text{ Fissuration préjudiciable.}$$

Avec η : coefficient de fissuration pour HA $\phi \geq 6 \text{ mm}; \eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(267 \text{ MPa}; 202 \text{ MPa}) = 202 \text{ MPa} .$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{324}{1064,68} \times (9 - 1,58) = 33,87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 33,87 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

III.1.4.6. Contrainte de cisaillement:

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d}$$

$$T = 1,5Q = 1,5 \cdot 0,54 = 0,81 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{0,81}{0,09 \times 1} = 9 \text{ kN/m}^2 = 0,007 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min(0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \text{ Fissuration préjudiciable.}$$

$$\overline{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,009 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

III.1.4.7. Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :

D'après le R.P.A 99 (version 2003), les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

$$F_p = 4 \cdot C_p \cdot A \cdot W_p \dots \dots \dots^{(1)}$$

A : coefficient d'accélération de zone A = 0,1

C_p : facteur de force horizontale $C_p = 0,8$

W_p : poids propre de l'acrotère $W_p = 1,69 \text{ kN}$

F_p : force horizontale pour les éléments secondaires des structures

Il faut vérifier que : $F_p < 1,5Q$

$$F_p = 4 \cdot 0,1 \cdot 1,69 \cdot 0,8 = 0,54 \text{ kN}$$

$$F_p = 0,54 \text{ kN} < 1,5Q = 1,5 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{condition Vérifiée.}$$

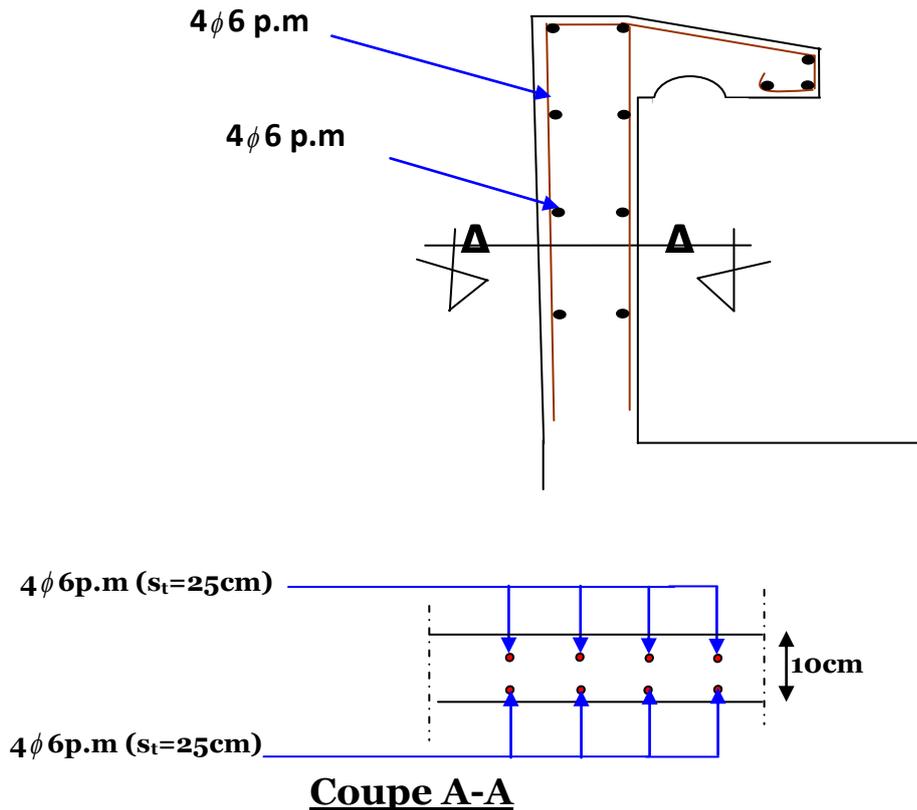


Figure III.2 Ferailage de l'acrotère.

III.2. Etudes des escaliers :

Les escaliers ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers) permettant, dans une construction, de passer à pied d'un étage à un autre.

Terminologie :

Un escalier se compose d'un nombre de marches, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche "g" s'appelle le giron, est la hauteur d'une marche "h", le mur qui limite l'escalier s'appelle le mur déchiffre.

Le plafond qui monte sous les marches s'appelle paillasse, la partie verticale d'une marche s'appelle la contre marche, la cage est le volume se situe l'escalier, les marches peuvent prendre appui sur une poutre droite ou courbe dans lequel qu'on appelle le limon. La projection horizontale d'un escalier laisse au milieu un espace appelé jour.

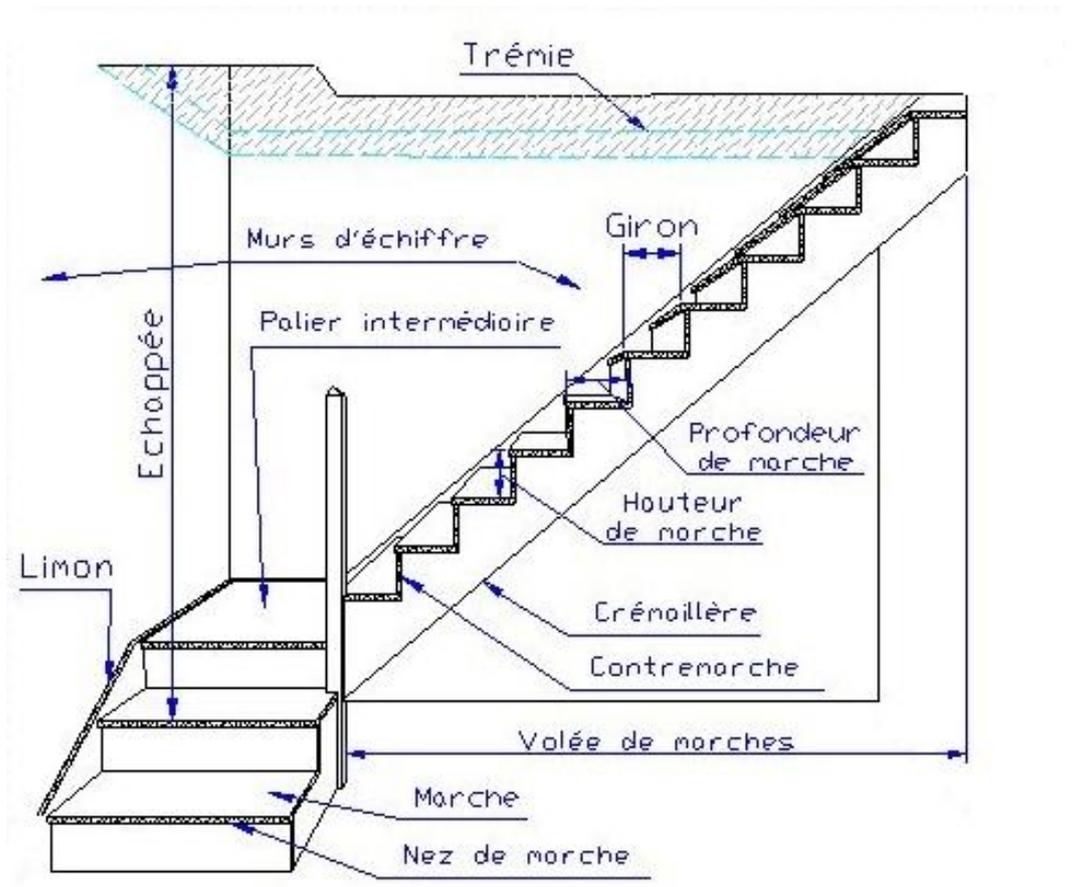


Figure III.3 : Schéma des escaliers.

III.2.1. Dimensionnement des escaliers :

Pour les dimensions des marches «g» et contre marches «h», on utilise généralement la formule de BLONDEL :

Avec : $59 \leq 2h + g \leq 66\text{cm} \dots \dots \dots (1)$

h : hauteur de la marche (contre marche).

g : largeur de la marche.

On prend $2h+g=64\text{ cm}$

H : hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage ($H=n.h=h/2$)

n : nombre de contre marches

L : projection horizontale de la longueur total de la volée : $L = (n-1)g$

• Notre bâtiment compte deux types d'escaliers :

1. Escaliers à deux volées avec paliers.
2. Escalier droit.

III.2.2. Etudes des escaliers à deux volées avec palier intermédiaire:

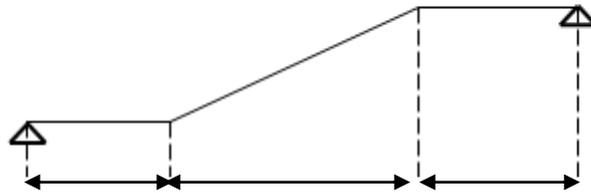


Figure III.4 : Schéma statique.

III.2.2.1. Calcul de nombre des marches :

Si « g » est la distance horizontale entre deux nez de marche successifs et « h » la hauteur de la marche, la relation linéaire suivante, dite « formule de Blondel », vérifie la condition suivante:

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$$

Avec :

h : Hauteur de la marche (contre marche).

g : Largeur de la marche.

$$2h + g = 64 \text{ cm}$$

On a aussi c'est deux formules:

$$H = n \times h = \frac{he}{2} \quad \text{et} \quad L = (n - 1) \times g \dots\dots\dots 1$$

Avec :

H : Hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage ;

n : Le nombre de contre marche :

L : La projection horizontale de la longueur total de la volée.

D'après (1), on a:

$$h = \frac{H}{n} \text{ et } g = \frac{L}{n - 1}$$

Donc d'après Blondel on a : $m = \left(\frac{l}{n-1} + 2\right) \times \frac{H}{n}$

Et puis:

$$m.n^2 - (m + L + 2.H).n + 2.H = 0 \dots\dots\dots 2$$

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

ESCALIER DE 1 ER ETAGE

POUR LA 1^{ER} VOLEE

ONA : $m = 64 \text{ cm}$, $H = 136 \text{ cm}$ et $L = 210 \text{ cm}$

Donc l'équation (2) devient: $\implies 64n^2 - 546n + 272 = 0$

La solution de l'équation est: $n = 8$ (nombre de contre marche)

Donc: $n - 1 = 7$ (nombre de marche)

$$h = \frac{119}{8} = 17 \text{ CM et } g = \frac{210}{7} = 30 \text{ CM}$$

On vérifie avec la formule de Blondel:

$$59 \text{ cm} \leq (2 \times 17 + 30) \leq 66 \text{ cm} \quad 59 \text{ cm} \leq 64 \leq 66 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

POUR LA 2 EM VOLEE :

ONA : $m = 64 \text{ cm}$, $H = 221 \text{ cm}$ et $L = 360 \text{ cm}$

Donc l'équation (2) devient: $\implies 64n^2 - 866n + 442 = 0$

La solution de l'équation est: $n = 13$ (nombre de contre marche)

Donc: $n - 1 = 12$ (nombre de marche)

$$h = \frac{221}{13} = 17 \text{ CM et } g = \frac{360}{12} = 30 \text{ CM}$$

On vérifie avec la formule de Blondel:

$$59 \text{ cm} \leq (2 \times 17 + 30) \leq 66 \text{ cm} \quad 59 \text{ cm} \leq 64 \leq 66 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

L'inégalité vérifiée, on a: 12 marches avec: $g = 30 \text{ cm}$ et $h = 17 \text{ cm}$

L'angle d'inclinaison est: $\tan \alpha = \frac{17}{30} = 0,57$

$$\alpha = 29,68^\circ \text{ et } \cos \alpha = 0,87$$

Épaisseur de la volée ou la paillasse (e_v)

$$\frac{L}{30} \leq e_v \leq \frac{L}{20} \quad ; \quad \frac{360}{30} \leq e_v \leq \frac{360}{20}$$

$$13,63 \leq e_v \leq 20,45 \quad \implies \quad e_v = 15 \text{ cm}$$

. Épaisseur du palier (e_p)

$$e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{15}{0,87} \quad e_p = 18 \text{ cm}$$

ESCALIER DE 2 EME au 8 EME ETAGE

➤ **POUR LA 1^{ER} VOLEE**

On a : $m = 64 \text{ cm}$, $H = 119 \text{ cm}$ et $L = 180 \text{ cm}$

Donc l'équation (2) devient: $\implies 64n^2 - 482n + 238 = 0$

La solution de l'équation est: $n = 7$ (nombre de contre marche)

Donc: $n - 1 = 6$ (nombre de marche)

$$h = \frac{119}{7} = 17 \text{ CM et } g = \frac{180}{6} = 30 \text{ CM}$$

On vérifie avec la formule de Blondel:

$$59 \text{ cm} \leq (2 \times 17 + 30) \leq 66 \text{ cm} \quad 59 \text{ cm} \leq 64 \leq 66 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ **POUR LA 2 EM VOLEE :**

ONA : $m = 64 \text{ cm}$, $H = 204 \text{ cm}$ et $L = 330 \text{ cm}$

Donc l'équation (2) devient: $\implies 64n^2 - 802n + 408 = 0$

La solution de l'équation est: $n = 12$ (nombre de contre marche)

Donc: $n - 1 = 11$ (nombre de marche)

$$h = \frac{204}{12} = 17 \text{ CM et } g = \frac{330}{11} = 30 \text{ CM}$$

On vérifie avec la formule de Blondel:

$$59 \text{ cm} \leq (2 \times 17 + 30) \leq 66 \text{ cm} \quad 59 \text{ cm} \leq 64 \leq 66 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

L'inégalité vérifiée, on a: 11 marches avec: $g = 30 \text{ cm}$ et $h = 17 \text{ cm}$

L'angle d'inclinaison est: $\tan \alpha = \frac{17}{30} = 0,57$

$$\alpha = 29,68^\circ \text{ et } \cos \alpha = 0,87$$

Épaisseur de la volée ou la paillasse (e_v)

$$\frac{L}{30} \leq e_v \leq \frac{L}{20} \quad ; \quad \frac{330}{30} \leq e_v \leq \frac{330}{20}$$

$$11 \leq e_v \leq 16,5 \quad \implies \quad e_v = 15 \text{ cm}$$

. Épaisseur du palier (e_p)

$$e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{15}{0,87} \quad e_p = 18 \text{ cm}$$

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

III.2.2.2. Évaluation des charges et surcharges :

a-Paillasse :

Tableau III.1 : Charges et surcharge du volée de l'escalier.

Désignation	e (m)	G (Kn/m ²)
Revêtement en carrelage horizontal	0,02	0,40
Mortier de ciment horizontal	0,02	0,40
Lit de sable	0,02	0,36
Revêtement en carrelage vertical	0,02	0,23
Mortier de ciment vertical	0,02	0,23
Poids propre de la paillasse	$\frac{e_v}{\cos\alpha} \times 0,25$	4,31
Poids propre des marches	$\frac{h}{2} \times 0,22$	1,87
Garde coups	/	0,1
Enduit en plâtre	0,02	0,23
G	8,13	
Q	2,5	

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur : $\begin{cases} q_u = 14,73 \text{ kN/m} \\ q_{ser} = 10,63 \text{ kN/m} \end{cases}$

b- Palier :

Tableau III.2 : charges et surcharge du palier de l'escalier.

Désignation	e (m)	G (Kn/m ²)
Revêtement en carrelage	0,02	0,40
Mortier de ciment	0,02	0,40
Lit de sable	0,02	0,36
Poids propre du palier	$ep \times 0,25$	4,5
Enduit en plâtre	0,02	0,20
G	5,46	
Q	2,5	

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur : $\begin{cases} q_u = 11,12 \text{ kN/m} \\ q_{ser} = 7,96 \text{ kN/m} \end{cases}$

III.2.3. Calcul du moment fléchissant et effort tranchant max à l'E.L.U :

$$\frac{q_{paillasse} - q_{palier}}{q_{palier}} = \frac{14,73 - 11,12}{11,12} = 0,32 > 10 \%$$

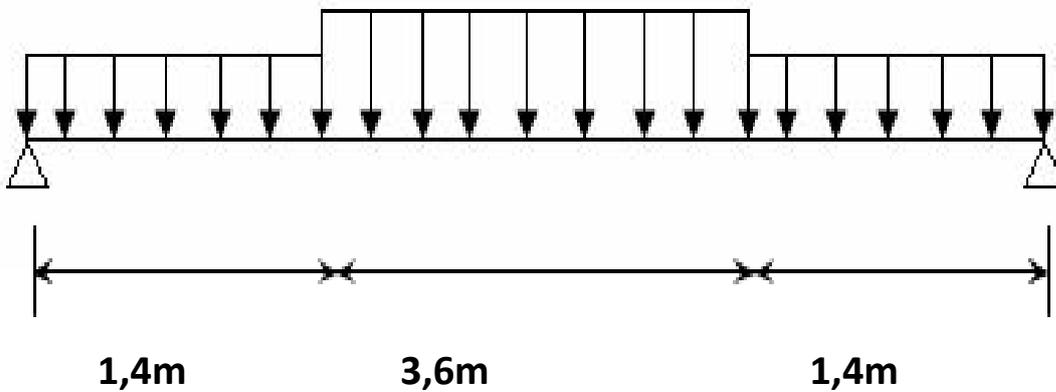


Figure III.5 : Schéma statique d'une volée + paliers.

a. Détermination des réactions:

$$R_a + R_b = (11,12 \times 1,4 \times 2) + (14,73 \times 3,6) = 84,16 \text{ kN}$$

$$\varepsilon M/b = (11,12 \times 1,4 \times 5,7) + (14,73 \times 3,6 \times 3,2) + 11,12 \left(\frac{1,4^2}{2} \right) - R_a \times 6,4$$

$$R_a = 88,74 + 169,69 + 10,9/6,4$$

$$R_a = 42,08 \text{ KN}$$

$$R_b = 42,08 \text{ KN}$$

b. Effort tranchant et moment fléchissant :

- $0 \leq x \leq 1,4$

$$\begin{cases} T(x) = R_a - q_2 x \\ M(x) = R_a x - q_2 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

- $1,4 \leq X \leq 5$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - 1,4q_2 - q_1(X - 1,4) \\ M(x) = R_A - 1,4 \left(X - \frac{1,4}{2} \right) q_2 - \frac{(X-1,4)^2}{2} q_1 \end{cases}$$

- $0 \leq X \leq 1,4$

$$\begin{cases} T(x) = -R_B + q_2 x \\ M(x) = -R_B x + q_2 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$

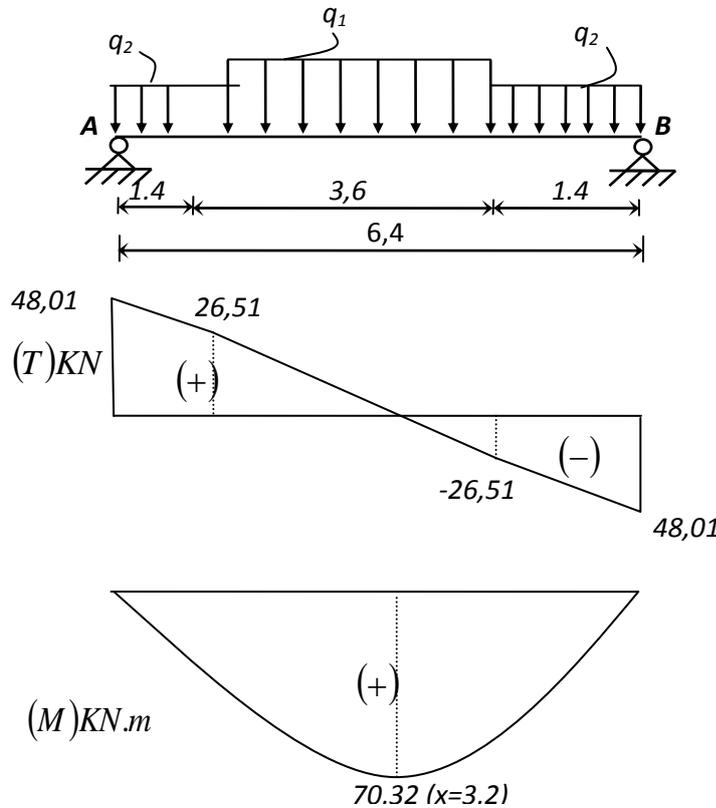
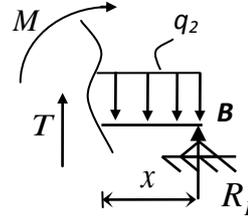


Figure III.6 : Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant (E.L.U).

Tableau III.3 : Effort tranchant et moment fléchissant(E.L.U).

x (m)	Réaction (kN)	Effort tranchant (kN)	Moment fléchissant t (kN.m)	T _{max} (kN)	M _{max} (kN.m)	Moment sur appuis (M _a =0.4M ₀)	Moment en travée (M _t =0.85M ₀)
0	42,08	42,08	0	42,08	70,03	16,83	59,53
1.4	-	26,51	48,01				
3,6	-	0	70,32				

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

5	-	-26,51	48,01				
6,4	42,08	42,08	0				

Remarque : les appuis doivent équilibrer un moment : $M_t = 0.85 \times M_{\max}$ qui conduit à un moment réduit en travée : $M_a = 0.40 \times M_{\max}$

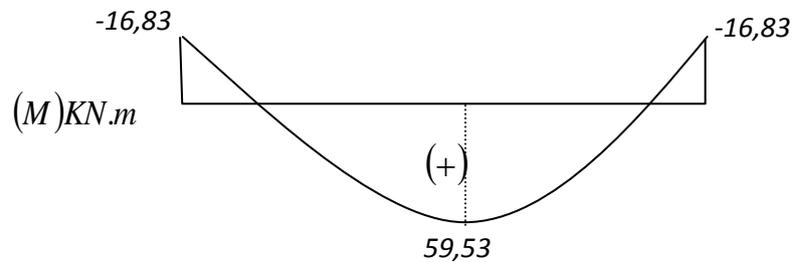


Figure III.7 : Diagramme des moments retenus

(E.L.U) :

$$M_t \max = 59,53 \text{ kn.m}$$

$$M_a \max = 16,83 \text{ kn.m}$$

$$T_{\max} = 42,08 \text{ kn}$$

(E.L.S) :

$$M_t \max = 50,73 \text{ kn.m}$$

$$M_a \max = 11,15 \text{ kn.m}$$

$$T_{\max} = 34,05 \text{ kn}$$

III.2.4. Ferrailage de l'escalier:

a- En travée :

Le moment ultime :

$$M_t = 59,53 \text{ kN.m} ; h = 15 \text{ cm} ; d = 0,9h = 13,5 \text{ cm} ; b = 1 \text{ m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{59,53 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,230 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,867$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{59,53 \times 10^3}{0,867 \times 13,5 \times 348} = 14,61 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte **6T20** avec : $A_{pr} = 18,85 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 17 \text{ cm}$

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

$$A_r = \frac{A_{pr}}{4} = 4,71 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte **6T10** avec : $A_{adm} = 4,71 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 25 \text{ cm}$

b- Sur appuis :

$$M_a = 16,83 \text{ kN.m} ; h = 17 \text{ cm} ; d = 0,9h = 15,3 \text{ cm} ; b = 1 \text{ m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{16,83 \times 10^3}{100 \times 15,3^2 \times 14,17} = 0,072 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0,963$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{16,83 \times 10^3}{0,963 \times 15,3 \times 348} = 4,64 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte **5T12** avec : $A_{pr} = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_{pr}}{4} = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte **4T8** avec : $A_{adm} = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 25 \text{ cm}$

III.2.4.1. Vérifications :

a-Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13,5 \times 2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{min}$$

$$A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}. \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b- Justification vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \times 10 = \frac{42,08 \times 10}{100 \times 13,5} = 0,31 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

$$\tau_u = 0,31 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

c- Vérification au niveau des appuis :

$$A_{min} = \frac{1,15}{f_e} \left(T + \frac{M_a}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \times 10 \times \left((42,08) + \frac{16,83 \times 10^2}{0,9 \times 13,5} \right) = 6,84 \text{ cm}^2$$

$$A_{adm} = 6,84 \text{ cm}^2 > A_{min} 1,63 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

III.2.4.2. Les vérifications des contraintes à l'E.L.S :

$$M_{t \max} = 50,73 \text{ kN, m ; déterminé par méthode des coupures (RDM)}$$

$$M_{t \text{ ser}} = 0,85 \times M_{t \max} = 43,12 \text{ kN, m}$$

$$M_{a \text{ ser}} = 0,4 \times M_{t \max} = 20,29 \text{ kN, m}$$

a- En travée :

$$A_s = 18,85 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 181,5y - 2450,25 = 0 \rightarrow y = 5,42 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée,

Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times 5,42^3}{3} + (15 \times 18,85)(13,5 - 5,42)^2 = 17156,8 \text{ cm}^4$$

Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{43,12 \times 10^3}{17156,82} \times 5,42 = 13,62 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 13,62 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

b- Sur appuis :

$$A_s = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Détermination de la position de l'axe neutre :

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 84,75y - 1296,68 = 0 \rightarrow y = 4,32 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée,

Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}Y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 4,32^3}{3} + (15 \times 5,65)(15,3 - 4,32)^2 = 14608,29 \text{ cm}^4$$

Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{20,29 \times 10^3}{14608,29} \times 4,32 = 6 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 6 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.2.4.3-Vérification de la flèche :

Détermination du centre de gravité:

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots 0,042 < 0,0625 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{Mt}{10M_0} \dots \dots \dots 0,042 < 0,085 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots \dots \dots 0,0093 < 0,0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les deux premières conditions ne sont pas vérifiées donc il faut passe au calcul de la flèche.

a. Détermination du centre de gravité:

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{(b \times h) \times \frac{h}{2} + (\eta \times A_s \times d)}{(b \times h) + (\eta \times A_s)} = \frac{(100 \times 15) \times \frac{15}{2} + (15 \times 18,85 \times 13,5)}{(100 \times 15) + (15 \times 18,85)}$$

$$Y_G = 4,08 \text{ cm}$$

$$Y_1 = Y_G = 4,08 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_1 = 10,92 \text{ cm}$$

b. Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{bY_1^3}{3} + \frac{bY_2^3}{3} + \eta \cdot A_s(d - y_G)^2$$

$$I = 62400,85 \text{ cm}^4$$

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

c. Charges prises en compte:

-charge permanente avant mise de revêtement... .. j = 7,5KN/m²

-Charge permanente après mise de revêtement... .. G = 8,13KN/m²

-Charge total ELS(G + Q) P = 10,63KN/m²

d. Moment correspondants:

$$M_j = 0,8 \times 7,5 \times \frac{(3,6)^2}{8} = 9,72 \text{KN.m}$$

$$M_G = 0,8 \times 8,13 \times \frac{(3,6)^2}{8} = 10,54 \text{KN.m}$$

$$M_P = 0,8 \times 10,63 \times \frac{(3,6)^2}{8} = 13,78 \text{KN.m}$$

e. Contraintes correspondants:

$$-\sigma_j = \frac{M_j}{A_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{9,72 \times 10^3}{12,57 \times 0,89 \times 13,5} = 64,85 \text{MPa}$$

$$-\sigma_G = \frac{M_G}{A_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{10,54 \times 10^3}{12,57 \times 0,89 \times 13,5} = 69,79 \text{MPa}$$

$$-\sigma_P = \frac{M_P}{A_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{13,78 \times 10^3}{12,57 \times 0,89 \times 13,5} = 91,25 \text{MPa}$$

f. Calcul des coefficients (ρ , λ_i , λ_v , μ_i) :

-Coefficient ρ : $\rho = \frac{A_s}{b \times d} = 0,0093$

-Coefficient instantané λ_i : $\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{(2+3)\rho} = 2,26$

-Coefficient différé λ_v : $\lambda_v = 0,4\lambda_i = 0,90$

-Coefficient correspondant à j: $\mu_j = 1 - [1,75 f_{t28} / (4\rho \cdot \sigma_j + f_{t28})] = 0,19$

-Coefficient correspondant à G: $\mu_G = 1 - [1,75 f_{t28} / (4\rho \cdot \sigma_G + f_{t28})] = 0,22$

-Coefficient correspondant à P: $\mu_P = 1 - [1,75 f_{t28} / (4\rho \cdot \sigma_P + f_{t28})] = 0,33$

g. Calcul des moments d'inertie:

-Moment d'inertie correspondant à j: $I_{ji} = 1,1 \times \frac{I}{1 + \lambda_i \mu_j} = 48020,80 \text{cm}^4$

-Moment d'inertie correspondant à G: $I_{Gi} = 1,1 \times \frac{I}{1 + \lambda_i \mu_G} = 45846,20 \text{cm}^4$

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

-Moment d'inertie correspondant à j: $IP_i = 1,1 \times \frac{I}{1+\lambda_i\mu P} = 39317,75\text{cm}^4$

-Moment d'inertie correspondant à v: $Iv_i = 1,1 \times \frac{I}{1+\lambda_v\mu G} = 68640,94\text{cm}^4$

h. Calcul des flèches:

$$F_{ji} = M_j \cdot L^2 / 10 \cdot E_i \cdot I_{ji}$$

-Flèche correspondante à j: $F_{ji} = \frac{3,05 \times 10^5 (360)^2}{10 \times 3216420 \times 48020,80} = 0,01\text{cm}$

-Flèche correspondante à G: $F_{Gi} = \frac{4,57 \times 10^5 (360)^2}{10 \times 3216420 \times 45846,20} = 0,03\text{cm}$

-Flèche correspondante à P: $F_{Pi} = \frac{6,01 \times 10^5 (360)^2}{10 \times 3216420 \times 39317,75} = 0,069\text{cm}$

-Flèche correspondante à v: $F_{Gv} = \frac{4,57 \times 10^5 (360)^2}{10 \times 1081886 \times 68640,94} = 0,11\text{cm}$

- $F_{\text{totale}} = F_{gv} + F_{pi} - F_{ji} - F_{gi} = 0,11 + 0,069 - 0,03 - 0,01 = 0,139\text{cm}$

$$-F_{\text{adm}} = \frac{L}{500} = \frac{360}{500} = 0,72\text{cm}$$

- $F_{\text{totale}} < F_{\text{adm}}$ Vérifiée.

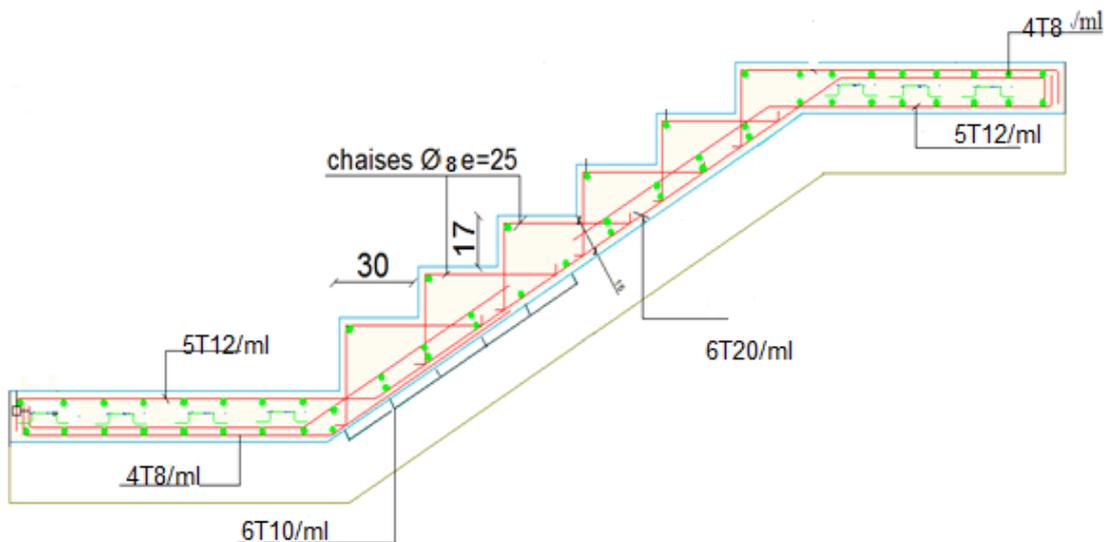


Fig. III.8 : Schéma de ferrailage de l'escalier.

III.2.5. Escalier de service :

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

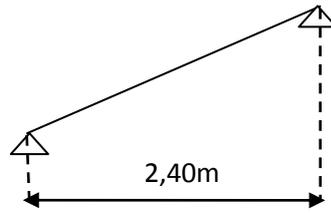


Figure III.9 : Schéma statique de l'escalier.

ONA : $m = 64 \text{ cm}$, $H = 153 \text{ cm}$ et $L = 240 \text{ cm}$

Donc l'équation (2) devient: $\implies 64n^2 - 610n + 306 = 0$

La solution de l'équation est: $n = 9$ (nombre de contre marche)

Donc: $n - 1 = 8$ (nombre de marche)

$$h = \frac{136}{9} = 17 \text{ CM} \text{ et } g = \frac{240}{8} = 30 \text{ CM}$$

On vérifie avec la formule de Blondel:

$$59 \text{ cm} \leq (2 \times 17 + 30) \leq 66 \text{ cm} \quad 59 \text{ cm} \leq 64 \leq 66 \text{ cm} \text{ condition vérifiée}$$

L'inégalité vérifiée, on a: 8 marches avec: $g = 30 \text{ cm}$ et $h = 17 \text{ cm}$

L'angle d'inclinaison est: $\tan \alpha = \frac{17}{30} = 0,57$

$$\alpha = 29,68^\circ \text{ et } \cos \alpha = 0,87$$

Épaisseur de la volée ou la paillasse (e_v)

$$\frac{L}{30} \leq e_v \leq \frac{L}{20} \quad ; \quad \frac{240}{30} \leq e_v \leq \frac{240}{20}$$

$$e_v = 10 \text{ cm}$$

III.2.5.1. Évaluation des charges et surcharges :

Tableau III.3. Charge et surcharge du volée de service.

Désignation	e (m)	G (Kn/m ²)
Revêtement en carrelage horizontal	0,02	0,40
Mortier de ciment horizontal	0,02	0,40
Lit de sable	0,02	0,36
Revêtement en carrelage vertical	0,02	0,23
Mortier de ciment vertical	0,02	0,23
Poids propre de la paillasse	$\frac{e_v}{\cos \alpha} \times 0,25$	2,87

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

Poids propre des marches	$\frac{h}{2} \times 0,22$	1,87
Garde coups	/	0,1
Enduit en plâtre	0,02	0,23
G	6,69	
Q	2,5	

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur : $\begin{cases} q_u = 12,87 \text{ kN/m} \\ q_{ser} = 9,19 \text{ kN/m} \end{cases}$

ona : $L = 2,4 \text{ m}$

$$M_{\max} = \frac{ql^2}{8} = \frac{12,78 \times 2,4^2}{8} = 9,20 \text{ KN.m}$$

$$T = Ql/2 = 15,44 \text{ KN}$$

III.2.5.2. Calcul des moments maximaux en travée à l'E.L.U :

On a : $M_{\max} = 9,20 \text{ KN.m}$

$$M_t = 0.85 \times M_{\max} = 0.85 \times 9,20 = 7,82 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0.40 \times M_{\max} = 0.40 \times 9,20 = 3,68 \text{ kN.m}$$

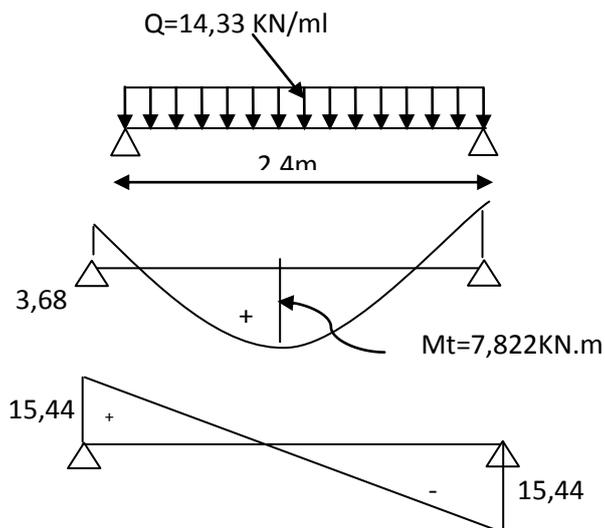


Figure III.10 : Diagramme des efforts tranchant et moment fléchissant de l'escalier service.

(E.L.U) :

$$M_t \max = 7,82 \text{ kn.m}$$

(E.L.S) :

$$M_t \max = 5,62 \text{ kn.m}$$

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

$$M_{a \max} = 3,86 \text{ kn.m}$$

$$M_{a \max} = 2,64 \text{ kn.m}$$

$$T_{\max} = 15,44 \text{ kn}$$

$$T_{\max} = 11,03 \text{ kn}$$

III.2.5.3. Ferrailage de l'escalier de service :

a. en travée :

Le moment ultime : $M_u = 7,82 \text{ KN.m}$

$$h = 10 \text{ cm} ; d = 0,9h = 9 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; f_{bc} = 14,17 \text{ mpa}$$

$$\text{le moment réduit : } \mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{7,82 \times 10^3}{100 \cdot (9^2) \cdot 14,17} = 0,068$$

$$\beta = 0,965$$

$$A_{pr} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{bc}} = \frac{7,82 \times 10^3}{0,965 \times 9 \times 348} = 2,59 \frac{\text{CM}^2}{\text{m}}$$

On adopte 4T12 p.m (soit 4,62)

4.1.2. les armature de répartition .

$$A_r = \frac{A_{pr}}{4} = \frac{4,62}{4} = 1,16 \frac{\text{CM}^2}{\text{m}}$$

On adopte 3T10 p.m (soit 2,36 $\frac{\text{CM}^2}{\text{m}}$)

b. Sur appuis :

$$M_a = 3,86 \text{ kN.m} ; h = 10 \text{ cm} ; d = 0,9h = 9 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{3,86 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14,17} = 0,072 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,963$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{23,81 \times 10^3}{0,963 \times 15,3 \times 348} = 4,64 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte **5T12** avec : $A_{pr} = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_{pr}}{4} = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

On adopte **4T8** avec : $A_{adm} = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 25 \text{ cm}$

III.2.5.4. Vérifications ;

a. Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13,5 \times 2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{min}$$

$$A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}. \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b. Justification vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \times 10 = \frac{42,08 \times 10}{100 \times 13,5} = 0,31 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,31 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

c. Vérification au niveau des appuis :

$$A_{min} = \frac{1,15}{f_e} \left(T + \frac{M_a}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \times 10 \times \left((42,08) + \frac{23,81 \times 10^2}{0,9 \times 13,5} \right) = 6,84 \text{ cm}^2$$

$$A_{adm} = 6,84 \text{ cm}^2 > A_{min} 1,63 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Toutes les vérifications à l'E.L.S sont satisfaites

III.2.6. Etude de la poutre palière :

III.2.6.1. Dimensionnement :

Selon le B.A.E.L 91/1999, le critère de rigidité est :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Leftrightarrow \frac{180}{15} \leq h \leq \frac{180}{10} \Leftrightarrow 12 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } h = 35 \text{ cm donc } d = 0,9h = 31,5 \text{ cm}$$

$$0,3d \leq b \leq 0,4d \Leftrightarrow 9,45 \text{ cm} \leq b \leq 12,6 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } b = 25 \text{ cm}$$

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

Les vérifications des conditions du R.P.A, 99/2003 :

$h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ Condition vérifiée .

$b = 25 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ Condition vérifiée .

$$\frac{h}{b} = 1,4 < 4 \text{ Condition vérifiée.}$$

III.2.6.2. Charges supportées par la poutre :

Poids propre de la poutre: $G_p = 0,35 \times 0,25 \times 25 = 2.19 \text{ kN/m}$

Poids du mur situé sur la poutre (enduit y compris) (25 cm):

$$G_m = (3,57 - 0,3) \times 2,88 = 7,95 \text{ kN/m}$$

Réaction du palier : $R_b(\text{Elu}) = 42.08 \text{ kN/ml}$

$$Q_u = (1,35 \times (2.19 + 7,95)) + 42.08 = 55.76 \text{ kN/m}$$

$$Q_{ser} = 2.19 + 7,95 + 26.72 = 38.19 \text{ kN/m}$$

III.2.6.3. Calcul des sollicitations à l'E.L.U:

$$M_0 = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{55.76 \times 1.8^2}{8} = 22.58 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,85M_0 = 19.19 \text{ kN.m} , M_a = 0,40M_0 = 9.03 \text{ kN.m}$$

III.2.6.4. Calcul des sollicitations à l'E.L.S :

$$M_0 = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{38.19 \times 1.8^2}{8} = 14.46 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,85M_0 = 13.15 \text{ kN.m} , M_a = 0,40M_0 = 6.19 \text{ kN.m}$$

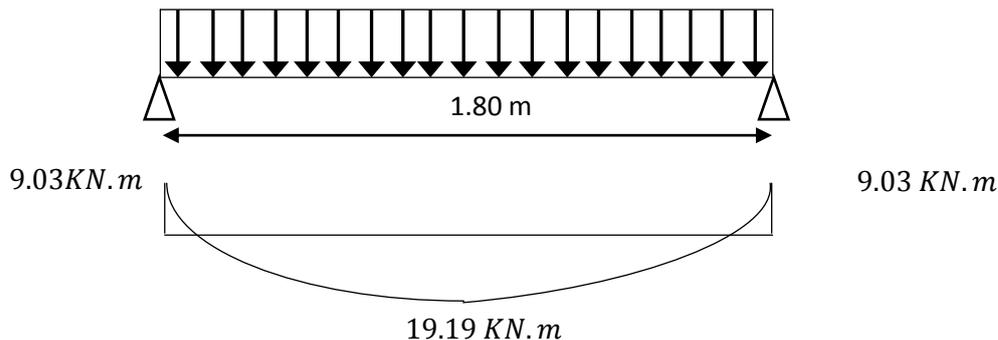


Figure III.11 : Schéma statique de la poutre palière de l'escalier.

III.2.6.5. Calcul du ferrailage à l'E.L.U :

On a : $b = 25 \text{ cm}$; $h = 35 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 31,5 \text{ cm}$

a. En travée :

Le moment ultime :

$$M_t = 19,19 \text{ kN}, m$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{19,19 \times 10^3}{25 \times 31,5^2 \times 14,17} = 0,055 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,9715$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{19,19 \times 10^3}{0,9715 \times 31,5 \times 348} = 1,80 \text{ cm}^2$$

On prend comme choix **3T12** avec : $A_{adm} = 3,39 \text{ cm}^2$

b. Sur appuis :

Le moment ultime :

$$M_a = 9,03 \text{ kN}, m$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{9,03 \times 10^3}{25 \times 31,5^2 \times 14,17} = 0,026 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,987$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{9,03 \times 10^3}{0,987 \times 31,5 \times 348} = 0,83 \text{ cm}^2$$

-On prend comme choix **3T12** avec : $A_{adm} = 3,39 \text{ cm}^2$

III.2.6.6. Les vérifications :

Tableau III.4 : Vérification des différentes conditions (poutre palière).

Condition	Vérification	
Condition de non fragilité (travée)	$A_{\min} = 1,14 \text{ cm}^2$	$A = 3,39 \text{ cm}^2$ $A > A_{\min}$ Condition vérifiée
Condition de non fragilité (appui)	$A_{\min} = 1,14 \text{ cm}^2$	$A = 3,39 \text{ cm}^2$ $A > A_{\min}$ Condition vérifiée
Vérification des contraintes a L'ELS (travée)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y$ $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$	$\sigma_b = 6,27 < \bar{\sigma}_{bc}$ Condition vérifiée
Vérification des contraintes a L'ELS (appui)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y$ $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$	$\sigma_b = 3,52 < \bar{\sigma}_{bc}$ Condition vérifiée
Justification vis à vis de l'effort tranchant	$\tau = \frac{T}{b.d}$ $\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}, 5\text{Mpa}) = 3,25\text{Mpa}$	$\tau_u = 0,5 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée

III.2.6.7. Ferrailage des armatures transversales :

a. Détermination du diamètre des armatures transversal :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_l \right\} = \min \{ 10 \text{ mm} ; 25 \text{ mm} ; 10 \text{ mm} \} \Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

b. L'espacement :

$$S_t \leq \min \{ 0,9d ; 40 \text{ cm} \}$$

$$= \min \{ 28. \text{cm} ; 40 \text{ cm} \}$$

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

D'après le R, P, A 99/2003 :

Zone nodale : $S_t \leq \min\{15 \text{ cm} ; 10\phi_l\} = \min\{15 \text{ cm} ; 10 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$

Zone courante : $S_t \leq 15\phi_l \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$; On prend $S_t = 15 \text{ cm}$

c. La longueur de scellement droit l_s :

$$l_s = \frac{\phi_l f_e}{4\tau_e}$$
$$= \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm}$$

On adopte une courbure égale à : $r = 5,5\phi_l = 7,7 \text{ cm}$

$$L_2 = d - \left(c + \frac{\phi}{2} + r \right)$$
$$= 31,5 - (3 + 0,7 + 7,7) = 20,1 \text{ cm}$$

$$L_1 = \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87}$$
$$= \frac{42,33 - 16,86 - 20,1}{1,87} = 2,87 \text{ cm}$$

III.2.6.8. Calcul de la flèche:

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots 0,19 \geq 0,0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{Ma}{10M_0} \dots \dots \dots 0,19 \geq 0,04 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots \dots \dots 0,001 < 0,0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

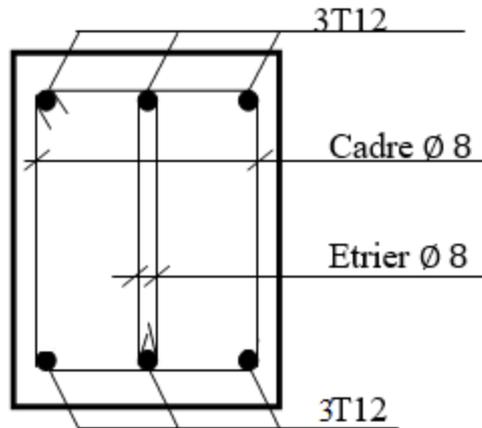


Figure III.12 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.3. Balcon :

III.3.1. Introduction :

Le balcon est une dalle pleine encastrée dans la poutre, entourée d'une rampe ou un mur de protection, elle est assimilée à une console qui dépasse de la façade d'un bâtiment et communique avec l'intérieur par une porte ou une fenêtre.

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

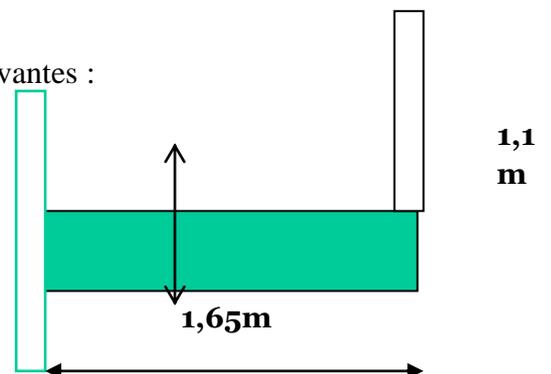
L'épaisseur des dalles pleines résulte des conditions suivantes :

- Résistance à la flexion
- Isolation acoustique : $e \geq 12\text{cm}$
- Sécurité en matière d'incendie : $e = 11\text{ cm}$ pour 2 heures de coup feu

Donc on adopte : $e = 15\text{cm}$

Dans notre étude, les différents types des balcons sont les suivantes :

- Type 1 :



Le calcul se fera à la flexion simple pour une bande d'un mètre linéaire.

On adopte pour les balcons, les séchoirs une épaisseur de 15cm.

III.3.2. Exemple de calcul :

III.3.2.1. Descente de charge:

Tableau III.4 : Descente de charge des balcons.

N°	DÉSIGNATION	EP (M)	DENSITE N/m ³	POID KN/m ²
1	CARRELAGE	0,02	20	0,40
2	MORTIER DE POSE	0,02	20	0,40
3	LIT DE SABLE	0,02	17	0,34
4	DALLE PLEINE	0,12	25	3
5	ENDUIT EN CIMENT	0,02	0,18	0,36

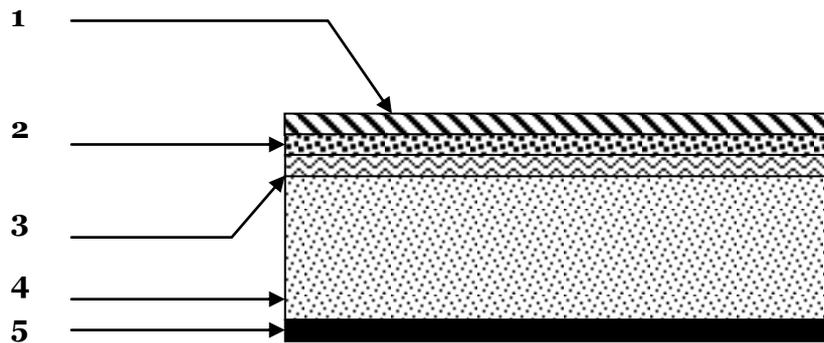


Figure III.13 : Constituants de la dalle.

$$G = 4,5 \text{ Kn/m}^2$$

$$Q = 3,5 \text{ Kn/m}^2$$

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q =$$

$$1.35 \times 4.50 + 1.5 \times 3.50 = 11.32 \text{ kN/m}^2$$

Pour une bande de 1 m on aura:

$$Q_u = 11.32 \times 1 \text{ m} = 11.32 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{ser} = G + Q = 4.50 + 3.50 = 8 \text{ kN/ml}$$

III.3.2.2. Charge concentrée due au mur extérieur :

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

a. Poids propre du mur en briques creuses :

$$P_m = \gamma \times b \times h \times 1m = 0.9 \times 0.1 \times 3.15 \times 1m = 7.1kN$$

b. Enduit en ciment :

$$P_{En\ exterieur} = 0.18 \times 2 \times 3.15 \times 1 = 1.13kN$$

$$P_{En\ interieur} = 0.18 \times 1.5 \times 3.15 \times 1 = 0.85kN$$

$$P_{Tend} = 1.13 + 0.85 = 1.98kN$$

$$P_{totale\ mur} = p_m + p_{end} = 7.1 + 1.98 = 9.08kN$$

Avec une réduction de 20% de la charge due aux ouvertures on aura:

$$P_{mur} = 80\% \times 9.08 = 7.26kN$$

$$P_u = 7.26 \times 1.35 = 9.8kN$$

$$P_{ser} = 7.26kN$$

III.3.2.3. Calcul du moment maximal :

ELU :

$$M_A = \frac{QL^2}{2} + PL$$

$$M_A = \frac{11,32 \times 1,6^2}{2} + 9,8 \times 1,6 = 30,17$$

ELS :

$$M_A = \frac{QL^2}{2} + PL$$

$$M_A = \frac{8 \times 1,6^2}{2} + 7,26 \times 1,6 = 21,86$$

III.3.2.4. Calcul de l'effort tranchant :

$$T_{max} = Q_u \times L + P$$

ELU :

$$T_{max} = 11,32 \times 1,6 + 9,8 = 27,91$$

ELS :

$$T_{max} = 8 \times 1,6 + 7,26 = 20,06$$

III.3.3. Calcul du moment max de l'effort tranchant max au niveau d'appui et travée suivants les deux sens:

$$M_x = \mu_x \times q \times L_x^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \quad ; \alpha = L_x/L_y = 0,4 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,1088 \\ \mu_y = 0,2500 \end{cases}$$

III.3.3.1. Calcul à ELU :

$$M_{ox} = \mu_x \times q \times L_x^2 = 0,1088 \times 30,17 \times 1,65^2 = 8,94 \text{ kN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \times M_x = 0,2500 \times 8,94 = 2,23 \text{ kN.m}$$

a .En travée:

$$M_{tx} = 0,85 M_{ox} = 0,85 \times 8,94 = 7,60 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_{oy} = 0,85 \times 2,23 = 1,90 \text{ kN.m}$$

b .En appuis:

$$M_{a \text{ riv}} = 0,3 M_{ox} = 0,3 \times 8,94 = 2,68 \text{ kN.m}$$

$$M_{a \text{ int}} = 0,5 M_{ox} = 0,5 \times 8,94 = 4,47 \text{ kN.m}$$

$$T = q_u \times L_x = 11,32 \times 1,4 = 18,68 \text{ kN}$$

III.3.3.2. Ferrailage :

$$d = 0,9 \times h = 0,9 \times 15 = 13,50 \text{ cm}$$

a. En travée:

$$\text{Sens } L_x : \begin{cases} M_t = 7,60 \text{ kN.m} \\ \sigma_{bc} = 14,17 \text{ Mpa} \\ \sigma_s = 348 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,5} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{7,60 \times 10^3}{100 \times 13,50^2 \times 14,17} = 0,029 < \mu_r = 0,392$$

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

$\mu = 0,0074 \rightarrow \beta = 0,9855$; β : est tirée du tableau

$$A_{tx} = \frac{M_U}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7.60 \times 10^3}{0,9855 \times 13,50 \times 348} = 1.64 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sens } L_y : \begin{cases} M_t = 1.90 \text{ kN.m} \\ \mu = 0,007 \text{ Mpa} \\ \beta = 0,9965 \end{cases}$$

$$A_{ty} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = 0,41 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

b. En appuis :

$$M_{a \text{ riv}} = 2,68 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{2,68 \times 10^3}{100 \times 13,50^2 \times 14,17} = 0,010 \rightarrow \beta = 0,995$$

$$A_{\text{app}} = \frac{M_{a \text{ riv}}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2,68 \times 10^3}{0,995 \times 13,50 \times 348} = 0,57 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$M_{a \text{ int}} = 4.74 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{4.47 \times 10^3}{100 \times 13,50^2 \times 14,17} = 0,017 \rightarrow \beta = 0,9915$$

$$A_{\text{int}} = \frac{4.47 \times 10^3}{0,9915 \times 13,50^2 \times 348} = 0,96 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

III.3.4. Vérifications :

a. Condition de non fragilité : ($\alpha > 0,4$ et $e = 15 \text{ cm}$)

Sens ly : $A_y \text{ min} = 8.e = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ pour $F_e = 400 \text{ Mpa}$

Sens lx : $A_x \text{ min} = A_y \text{ min} \frac{3-\alpha}{2} = 1.55 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

III.3.4.1. Choix des aciers :

a. Travées :

Sens lx :

$$A_{tx} = 1.64 \text{ cm}^2$$

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

$$\emptyset \leq 12 \text{ mm}$$

$$Stx \leq 33 \text{ cm}$$

$$\rightarrow A_{tx} = 4T10 \text{ pm} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{x\text{min}} = 1.55; St = 25 \text{ cm}$$

Sens ly :

$$A_{ty} = 0,41 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset \leq 12 \text{ mm}$$

$$Sty \leq 33 \text{ cm}$$

$$\rightarrow A_{ty} = 4\emptyset 8 \text{ pm} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{y\text{min}} = 1.2 ; St = 25 \text{ cm}$$

b. Sur appuis :

$$Aa \text{ riv} = 0,57 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset \leq 12 \text{ mm}$$

$$Sty \leq 33 \text{ cm}$$

$$\rightarrow A_{ty} = 4\emptyset 8 \text{ pm} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{x\text{min}}; St = 25 \text{ cm}$$

$$Aa \text{ int} = 0,96 \text{ cm}^2$$

$$\emptyset \leq 12 \text{ mm}$$

$$Sty \leq 33 \text{ cm}$$

$$\rightarrow A_{ty} = 4\emptyset 8 \text{ pm} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{x\text{min}}; St = 25 \text{ cm}$$

III.3.4.2. Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{18,68 \times 10}{100 \times 13,50} = 0,14 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) ; \text{ Fissuration préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

1) $\tau_u = 0,14 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

La reprise de bétonnage n'existe pas donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires,

III.3.4.3. Contraintes d'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{T}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{18,68 \times 10^3}{0,9 \times 13,50 \times 4 \times 3,14 \times 10^2} = 1,22 \text{ MPa}$$

Avec :

n : Nombre d'armatures longitudinales tendues ; n = 4

μ : Périmètre d'armatures tendues ;

$\mu = 3,14 \text{ cm}$; tirée du tableau

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,50 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

ψ_s : Coefficient de scellement relatif à l'acier selon sa nature lisse ou HA

$$\begin{cases} \psi_s = 1 \rightarrow \text{Pour les aciers lisses} \\ \psi_s = 1,5 \rightarrow \text{Pour les aciers HA} \end{cases}$$

$\tau_{se} = 1,22 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

III.3.4.4. La vérification des contraintes à l'E.L.S :

$$M_{ser} = 21.86 \text{ kN.m}$$

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 24,6y - 332.1 = 0 \rightarrow y = 2.34 \text{ cm}$$

Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 2.34^3}{3} + ((15 \times 3,14)(13,50 - 2.34)^2) = 6293,19 \text{ cm}^4$$

III.3.5. Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{21,86 \times 10^3}{6293,19} \times 2,34 = 8,13 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 8,13 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

III.3.6. Détermination des contraintes dans l'acier tendu σ_{st} :

$$\sigma_{st} = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right]; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

η : Coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 1,6 \times \frac{21,86 \times 10^3}{6293,19} \times (13,50 - 2,34) = 62,02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 62,02 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.3.7. Vérification de la flèche :

Pour les éléments supportés en console, la flèche F est égale à : $F = F_1 + F_2$

Avec :

$$\begin{cases} F_1 = \frac{Ql^4}{8EI} ; \text{Flèche due à la charge répartie} \\ F_2 = \frac{Pl^3}{3EI} ; \text{Flèche due à la charge concentrée} \end{cases}$$

Détermination du centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{\left((b \times h) \frac{h}{2} \right) + (\eta \times A_s \times d)}{b \times h + (\eta \times A_s)} = \frac{(100 \times 15 \times 7,5) + (15 \times 3,14 \times 13,50)}{(100 \times 15) + (15 \times 3,14)}$$

$$Y_1 = Y_G = 7,68 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_G = 7,32 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie :

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

$$I = \frac{bY_1^3}{3} + \frac{bY_2^3}{3} + \eta A(d - Y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 7,68^3}{3} + \frac{100 \times 7,32^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,50 - 7,68)^2) = 29768,9 \text{ cm}^4$$

Calcul de la flèche :

$$F = \frac{l^3}{EI} \left[\frac{Qs.l}{8} + \frac{P}{3} \right] = \frac{1,65^3 \times 10^2}{32164,19 \times 10^{-5} \times 29768,9} \times \left[\frac{8 \times 1,65}{8} + \frac{7,26}{3} \right] = 0,19 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{165}{250} = 0,66 \text{ cm}$$

$$F_{cal} = 0,19 \text{ cm} < F_{adm} = 0,66 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

[Tapez un texte]

Chapitre IV

Etudes des planchers

IV.1. Introduction :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements du sol ; ils assurent deux fonctions principales :

- Fonction de résistance : les planchers supportant leur poids propre et surcharges d'exploitation.
- Fonction d'isolation : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Comme notre projet est à usage d'habitation et commerciale, nous avons adopté un plancher à corps creux.

- Le plancher à corps creux est constitué par des poutrelles en béton armé sur lesquelles reposent les hourdis en béton.
- Les poutrelles sont disposées suivant la petite portée et elles travaillent dans une seule direction.

IV.2. Dimensionnement des poutrelles :

Notre construction étant une construction courante à une surcharge modérée ($Q \leq 5 \text{ kN/m}^2$).

Dans notre structure on a un seul type des planchers à corps creux $ht=20 \text{ cm}$.

{ 16cm : corps creux
4cm : dalle de compression

Les poutrelles sont disposés perpendiculaire au sens porteur et espacées de 65cm et sur lesquelles vient s'appuyer l'hourdis sachant que :

Hauteur du plancher $h_t=16$ cm

Épaisseur de la nervure $h_0=4$ cm

Largeur de la nervure $b_0=12$ cm

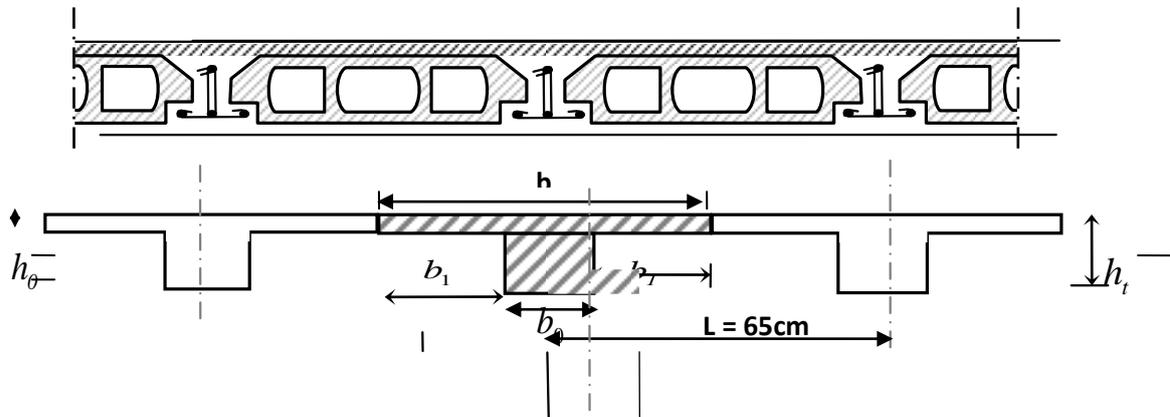


Figure IV.1: Schéma des poutrelles.

a. Calcul de la largeur (b) de la poutrelle :

Le calcul de la largeur "b" se fait à partir des conditions suivantes :

$$b=2b_1+b_0 \dots\dots\dots (1)$$

étant donné que : $L = 3,50$ m et $l_1=65$ cm

$$b_1 = (b-b_0)/2 = \min \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq (l_1 - b_0) / 2 \\ b_1 \leq L/10 \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{array} \right. \Rightarrow \min \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq (65-12)/2=26,5 \text{ cm} \\ b_1 \leq 350/10=35 \text{ cm} \\ 24 \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On prend: $b_1=26,5$ cm.

D'après l'équation (1) $\Rightarrow b=2(26,5) +12=65$ cm. Soit: $b = 65$ cm

IV.3. Calcul des poutrelles :

IV.3.1. Méthode de calcul :

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, Le règlement BAEL 91 propose une méthode simplifiée dite " méthode forfaitaire", pour le calcul des moments, cette méthode s'applique pour les conditions courantes.

a. Les conditions d'application de la méthode forfaitaire :

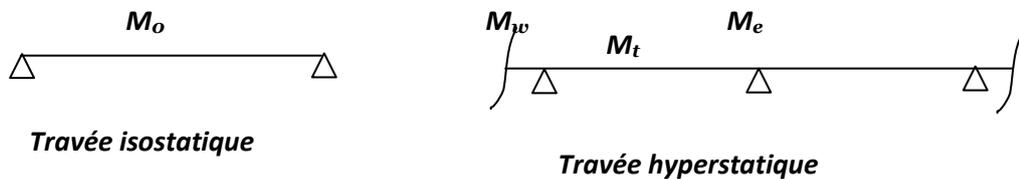
Cette méthode est applicable si les (04) conditions suivantes sont remplies :

Chapitre IV : Etudes des planchers

- La charge d'exploitation : $Q \leq \max (2 G ; 5 \text{ kN/m}^2)$.
- Les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées.
- Le rapport des portées successives est compris entre (0,8 et 1,25)
- La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

b. Principe de calcul :

Il exprime les maximaux en travée et sur appuis en fonction des moments fléchissant isostatiques " M_0 " de la travée indépendante.



Selon le BAEL 91, les valeurs de M_w , M_t , M_e doivent vérifier les conditions suivantes:

- $M_t \geq \max [1,05M_0 ; (1+0,3\alpha)M_0] - (M_w+M_e)/2$
- $M_t \geq (1+0,3\alpha) M_0 / 2$ dans une travée intermédiaire
- $M_t \geq (1,2+0,3\alpha) M_0 / 2$ dans une travée de rive

M_t : Le moment maximal dans la travée étudiée

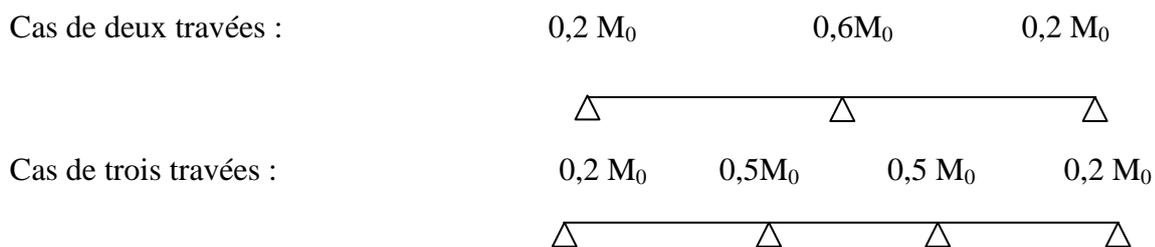
M_w : Le moment sur l'appui gauche de la travée

Le moment sur l'appui droit de la travée

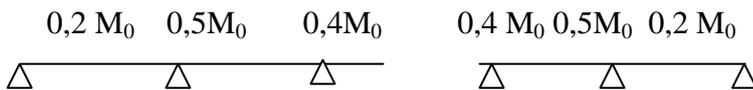
$\alpha = [Q / (G+Q)]$ le rapport des charge d'exploitation a la somme des charges permanentes et d'exploitations.

Valeurs des moments aux appuis:

Les valeurs absolues des moments sur appuis doivent être comme suit :



Cas de plus de trois travées:



c. Effort tranchant :

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales et l'épure d'arrêt des armatures longitudinales

Le règlement BAEL 91, prévoit que seul l'état limite ultime est vérifié:

$$T_w = (M_w - M_e) / l + Ql/2$$

$$T_e = (M_w - M_e) / l - Ql/2$$

IV.3.1.1. La méthode forfaitaire modifié :

Cette méthode est applicable, si le rapport des portées de deux travées successives n'est pas compris entre 0,8 et 1,25 il convient d'étudier séparément les effets des charges d'exploitation on les disposant dans les positions les plus défavorables pour les travées particulières

Selon les travées, on distingue deux cas :

a- Cas ou la travée comprise entre deux grandes travées :

Il suffit de porter sur l'appui (B) la petite des valeurs admissibles pour le moment sur appuis, soit dans le cas de la figure ci-dessus. $0,5M_0$ (M_0 correspond à la travée (AB) puis de portée sur l'appui (C) à la petite des valeurs admissibles, c'est-à-dire dans le cas traité $0,4M_0$ (M_0 correspond au moment isostatique maximal de travée (CD).

Ayant obtenu la ligne de fermeture des moments sur appuis entre B et C, on devra porter à partir de cette ligne le moment isostatique maximal de la travée (BC)



Figure IV.2. Schéma explicatif.

Chapitre IV : Etudes des planchers

Les appuis B et C devront avoir une section correspondante au moment résultant (partie hachuré de la figure ci-dessus) qui peut être déterminée par la formule suivante :

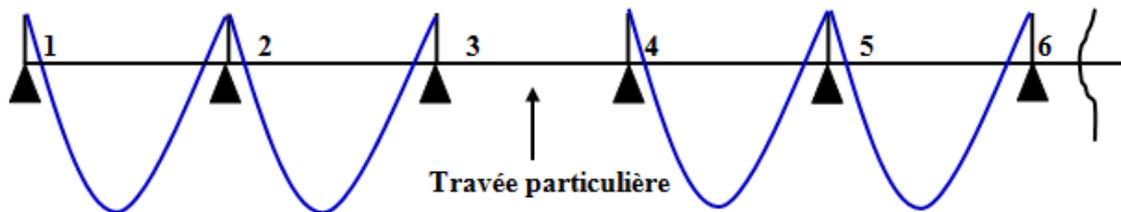
$$M_x = \frac{Q_x(L_{bc} - x)}{2} + M_b \left(1 - \frac{x}{L_{bc}}\right) - M_c \left(\frac{x}{L_{bc}}\right); x = \frac{L_{bc}}{2} + \frac{M_b - M_c}{Q \times L_{bc}}$$

Les moments en travées des poutrelles (AB) et (BC) sont calculés par la méthode forfaitaire.

La travée (BC) sera armée à la partie inférieure par un moment correspondant à $0,5M_0$

M_0 : Le moment isostatique maximal de la travée (BC).

• **Exemple de calcul :**



On a :

$$M_0^{12} = M_0^{23} = M_0^{45} = M_0^{56} = \frac{QuL^2}{8}$$

$$M_0^{14} = \frac{1,35GL^2}{8}$$

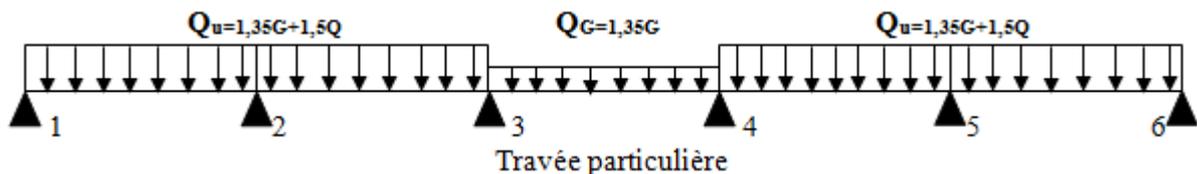
$$M_{a1} = 0,2M_0^{12}$$

$$M_{a2} = 0,4 \max(M_0^{12}, M_0^{23})$$

$$M_{a3} = 0,5M_0^{23}; M_{a3} = 0,5 M_0^{45}$$

$$M_{a5} = 0,5 \max(M_0^{45}, M_0^{56})$$

b-Calcul le moment minimal et le moment maximal de la travée particulière :



Pour la recherche du moment M_i^{34} min, on considère le chargement suivant :

Le moment dans la travée (3-4) peut être évalué en utilisant l'expression suivante :

$$M(x) = Q_G \cdot \left(\frac{L-x}{2} \right) + M_{a3} \left(1 - \frac{x}{L} \right) - M_{a4} \cdot \frac{x}{L} \text{ avec } x = \frac{L}{2} + \frac{M_3 - M_4}{Q_G \cdot L}$$

Il est évident que ce cas de chargement peut donner lieu à un moment négatif en travée ce qui nécessite une disposition d'armatures supérieures sur toute la travée (3-4), on obtient ainsi l'une des situations suivantes:

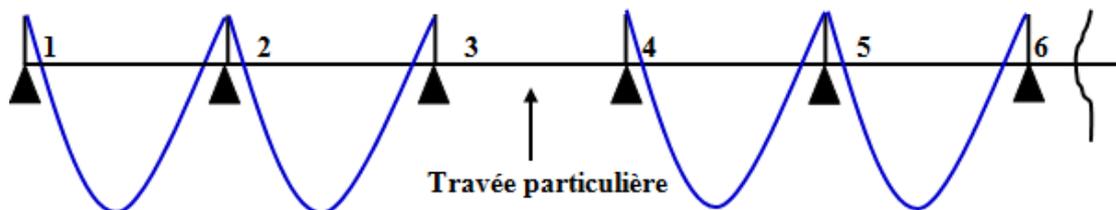
$$M_x = \frac{Q_x(L_{bc} - x)}{2} + M_b \left(1 - \frac{x}{L_{bc}} \right) - M_c \left(\frac{x}{L_{bc}} \right); x = \frac{L_{bc}}{2} + \frac{M_b - M_c}{Q \times L_{bc}}$$

Les moments en travées des poutrelles (AB) et (BC) sont calculés par la méthode forfaitaire.

La travée (BC) sera armée à la partie inférieure par un moment correspondant à $0,5M_0$

M_0 : Le moment isostatique maximal de la travée (BC).

Exemple de calcul :



On a :

$$M_0^{12} = M_0^{23} = M_0^{45} = M_0^{56} = \frac{QuL^2}{8}$$

$$M_0^{14} = \frac{1,35GL^2}{8}$$

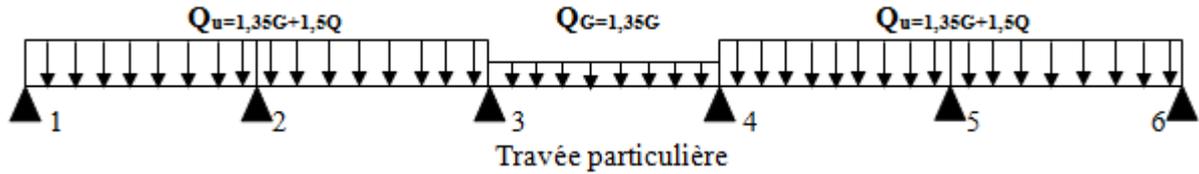
$$M_{a1} = 0,2M_0^{12}$$

$$M_{a2} = 0,4 \max(M_0^{12}, M_0^{23})$$

$$M_{a3} = 0,5M_0^{23}; M_{a3} = 0,5 M_0^{45}$$

$$M_{a5} = 0,5 \max(M_0^{45}, M_0^{56})$$

c. Calcul le moment minimal le moment maximal de la travée particulière :



Pour la recherche du moment $M_{t^{34}}$ min, on considèra le chargement suivant :

Le moment dans la travée (3-4) peut être évalué en utilisant l'expression suivante :

$$M(x) = Q_G \cdot \left(\frac{L-x}{2} \right) + M_{a3} \left(1 - \frac{x}{L} \right) - M_{a4} \cdot \frac{x}{L} \text{ avec } x = \frac{L}{2} + \frac{M_3 - M_4}{Q_G \cdot L}$$

Il est évident que ce cas de chargement peut donner lieu à un moment négatif en travée ce qui nécessite une disposition d'armatures supérieures sur toute la travée (3-4), on obtient ainsi l'une des situation suivantes

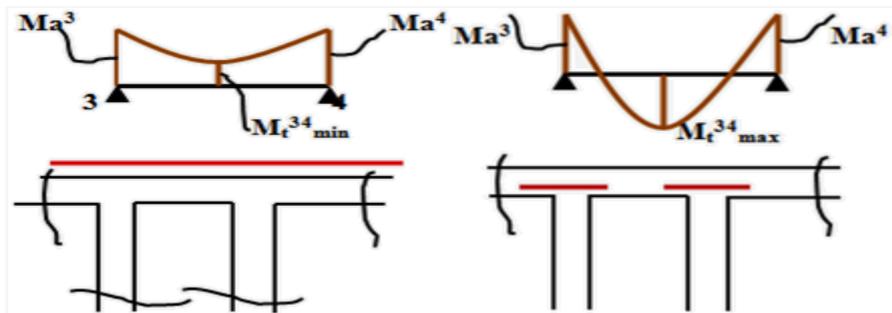
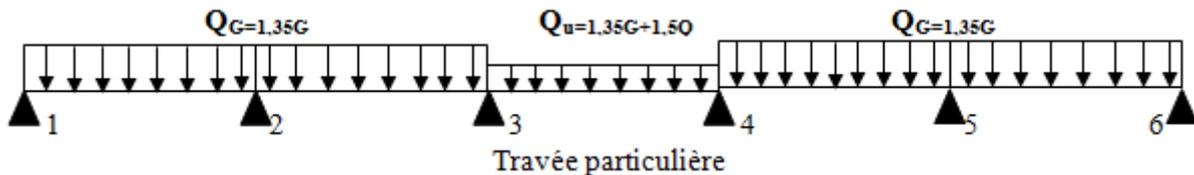


Figure IV.3. Schéma explicatif.

Pour la recherche du moment $M_{t^{34}}$ max, on considère le chargement suivant :



Le moment dans toute section de la travée (3-4) peut être évalué en utilisant l'expression suivant (M_{a3} et M_{a4} en valeur absolue):

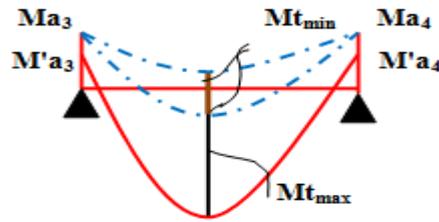


Figure IV.4. Diagramme du moment max et min.

$$M(x) = Q_G \cdot \left(\frac{L-x}{2} \right) + M'a_3 \left(1 - \frac{x}{L} \right) - M'a_4 \cdot \frac{x}{L}$$

Le moment M_{t34max} est évalué en remplaçant x par la valeur:

$$x = \frac{L}{2} + \frac{M'a_3 - M'a_4}{Q_t \cdot L}$$

$M'a_3 = 0,4 \min (M'023, M'034)$; $M'a_4 = 0,4 \min (M'034, M'045)$;

$M'012 = M'023 = M'045 = M'056 = Q_G \cdot (L)^2 / 8 M'034 = Q_u \cdot (L)^2 / 8$,

Dans tous les cas, la travée (3-4) doit être armée à la partie inférieure pour un moment correspondant à au moins $0,5M'034$

d-Cas d'une travée de rive :

Les étapes définies précédemment sont à suivre ; à la différence que dans ce cas il n'existe qu'une seule travée adjacente.



Figure IV.5 Schéma explicatif.

Il suffit de porter sur l'appuis (A) la valeur du moment admissible tenu de l'encastrement possible, en (B) ou devra porter la valeur du moment admissible, c'est-à-dire $0,6M_0(BC)$ s'il y a que deux travées ou $0,6 M_0(BC)$ s'il a que deux travées au $0,5M_0(BC)$ s'il existe plus de deux travées, il est alors possible de tracer la ligne de fermeture AB puis de porter à partir de cette ligne le moment isostatique maximal de (AB) les prévus en A devront avoir une section correspondante en moment résultant (partie hachurée de la figure ci-dessus).

Comme précédemment les armatures inférieures de la travée (AB) devront correspondre au moment $0,5M_0(BC)$ si la poutrelle est à plus de deux travées et $0,6 M_0 (AB)$ s'il n'y a que deux travées.

IV.3.1.2. La méthode des trois moments:

Cette méthode est appliquée pour les poutres à plusieurs appuis.

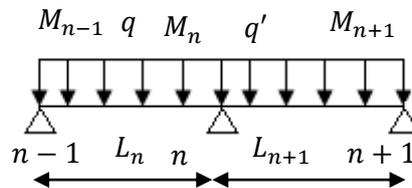


Figure IV.6 : Schéma explicatif.

En isolant deux travées adjacentes de notre poutre, qui sont chargées d'une manière quelconque ; On a un système statiquement indéterminé, il est nécessaire de compléter les équations statiques disponibles par d'autres méthodes basées sur la déformation du système.

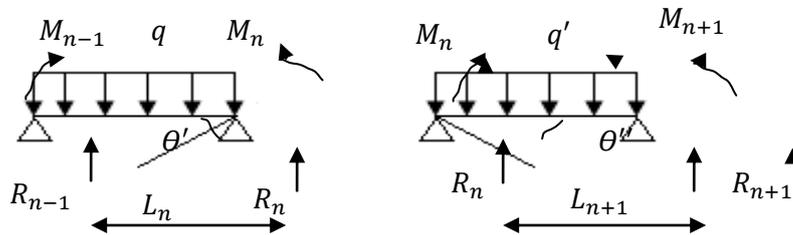


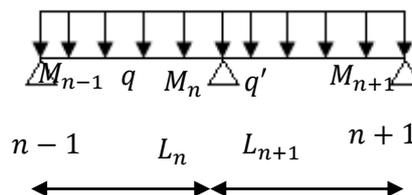
Figure IV.7 : Schéma explicatif.

Avec :

M_{n-1}, M_n et M_{n+1} : Les moments de flexion aux appuis (n-1), (n) et (n+1), Ils supposés positifs.

Suivant les conditions aux limites et les conditions de continuité on a : $\theta' = \theta''$.

Les moments de flexion pour chacune des travées L_n et L_{n+1} sous les charges connues q et q' peuvent être tracé selon la méthode classique, M_{n-1}, M_n et M_{n+1} sont provisoirement omis.



En isolant deux travées adjacentes de notre poutre, qui sont chargées d'une manière quelconque ; On a un système statiquement indéterminé, il est nécessaire de compléter les équations statiques disponibles par d'autres méthodes basées sur la déformation du système.

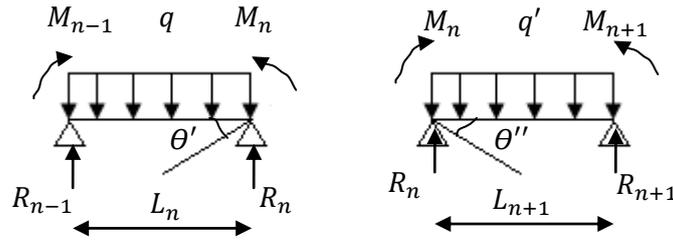


Figure IV.8 : Schéma explicatif.

Avec :

M_{n-1} , M_n et M_{n+1} : Les moments de flexion aux appuis (n-1), (n) et (n+1), Ils supposés positifs.

Suivant les conditions aux limites et les conditions de continuité on a : $\theta' = \theta''$.

Les moments de flexion pour chacune des travées L_n et L_{n+1} sous les charges connues q et q' peuvent être tracé selon la méthode classique, M_{n-1} , M_n et M_{n+1} sont provisoirement omis.

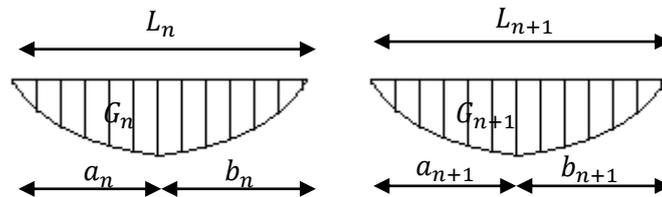


Figure IV.9 : Schéma explicatif.

G_n et G_{n+1} : Les centres de gravité des aires des diagrammes des moments.

a_n , b_n , a_{n+1} et b_{n+1} : Les longueurs de part et d'autre du centre de gravité.

S_n et S_{n+1} : Les aires des diagrammes des moments pour les travées L_n et L_{n+1} .

$$\theta' = \theta'_{(M_{n-1})} + \theta'_{(M_n)} + \theta'(q)$$

Selon le théorème des aires des moments, on aura :

$$\theta' = \frac{S_n \times a_n}{L_n \times EI} + \frac{M_{n-1} \times L_n}{6EI} + \frac{M_n \times L_n}{3EI} \text{ et } \theta'' = \frac{S_{n+1} \times b_{n+1}}{L_{n+1} \times EI} + \frac{M_n \times L_{n+1}}{3EI} + \frac{M_{n+1} \times L_{n+1}}{6EI}$$

$$\begin{aligned} \theta' = \theta'' &\Leftrightarrow (M_{n-1} \times L_n) + 2M_n(L_n + L_{n+1}) + (M_{n+1} \times L_{n+1}) \\ &= -6 \left[\frac{S_n \times a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \times b_{n+1}}{L_{n+1}} \right] \end{aligned}$$

Cette équation est appelée « équation de Clapeyron », le théorème des trois moments est applicable à tous types de chargements.

IV.4. Etude des Planchers RDC, étage courant et terrasse :

Notre construction comporte 03 types de poutrelles : sachant que G est une charge permanente uniformément répartie et Q est une charge d'exploitation uniformément répartie.

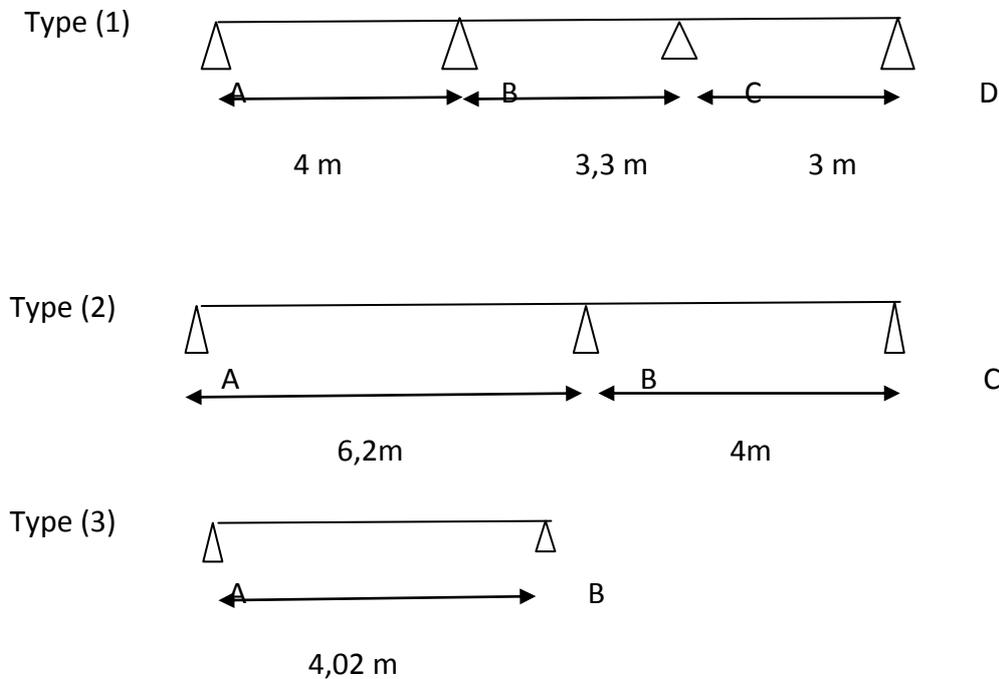


Figure IV.10 : Schéma de types des poutrelles.

IV.4.1. Les combinaisons des charges par mètre linéaire /mL:

a. Plancher R.D.C :

$$G=5,44 \times 0,65 = 3,54 \text{ kN/mL}$$

$$Q=5 \times 0,65 = 3,25 \text{ kN/mL}$$

$$\left. \begin{array}{l} Q_u = 1,35G + 1,5Q = 9,65 \text{ kN/mL.} \\ Q_{ser} = G + Q = 6,79 \text{ kN/mL.} \end{array} \right\}$$

b. Plancher 1^{er} étage:

$$G=5,44 \times 0,65 = 3,54 \text{ kN/mL}$$

$$Q=2,5 \times 0,65 = 1,63 \text{ kN/mL}$$

$$\left. \begin{array}{l} Q_u = 1,35G + 1,5Q = 7,22 \text{ kN/mL.} \\ Q_{ser} = G + Q = 5,17 \text{ kN/mL.} \end{array} \right\}$$

c. Plancher 2eme au 7^{ème} étage:

$$G=5,44 \times 0,65 = 3,54 \text{ kN/mL}$$

$$Q=1,5 \times 0,65 = 0,98 \text{ kN/mL}$$

$$\left. \begin{array}{l} Q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,25 \text{ N/mL.} \\ Q_{ser} = G + Q = 4,52 \text{ kN/mL.} \end{array} \right\}$$

d. Plancher terrasse:

$$G=5,88 \times 0,65=3,82 \text{ kN/mL}$$

$$Q=1 \times 0,65=0,65 \text{ kN/mL}$$

$$\left. \begin{array}{l} Q_u=1,35G+1,5Q=6,13 \text{ kN/mL.} \\ Q_{ser}=G+Q=4,74 \text{ kN/mL.} \end{array} \right\}$$

Tableau IV.1 : Tableau récapitulatif des charges et surcharges.

Niveau	G[KN/m ²]	Q[KN/m ²]	b(m)	ELU= 1,35G+1,5Q	ELS= Q G+
Terrasse	5,88	1	0,65	6,13	4,74
Etage courant	5,44	1,5	0,65	6,25	4,52
1 ^{er} étage	5,44	2,5	0,65	7,22	5,17
RDC	5,44	5	0,65	9,65	6,79

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

La charge d'exploitation $Q \leq \max(2G, 5 \text{ kN/m}^2)$

Plancher RDC: $G=5,44 \text{ kN/m}^2$, $Q=5 \text{ kN/m}^2$

$Q=5 \text{ kN/m}^2 < 2G=10,88 \text{ kN/m}^2$Condition vérifiée

Plancher 1^{er} étage :

$G=5,44 \text{ kN/m}^2$, $Q=2,5 \text{ kN/m}^2$

$Q=2,5 \text{ kN/m}^2 < 2G=10,88 \text{ kN/m}^2$ Condition vérifiée

Plancher 2^{eme} au 7^{eme} étage a la terrasse :

$G=5,44 \text{ kN/m}^2$, $Q=1,5 \text{ kN/m}^2$

$Q=1,5 \text{ kN/m}^2 < 2G=10,88 \text{ kN/m}^2$ Condition vérifiée.

Poutrelle à d'inertie constante ($I=cte$)..... Condition vérifiée.

Fissuration :

Plancher (1^{er}/8^{eme} étage) : fissuration peu préjudiciable..... Condition vérifiée.

Plancher terrasse : fissuration est préjudiciable Condition non vérifiée.

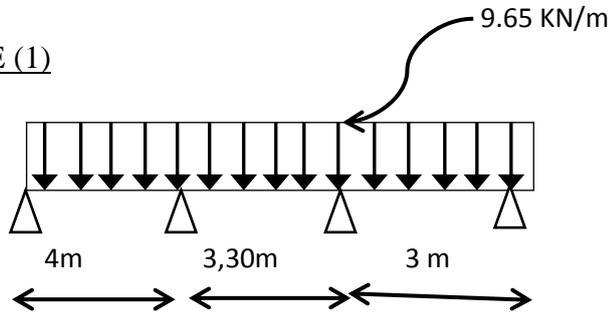
Donc on applique la méthode de " trois moments "

Exemple de calcul :

IV.4.2. ETUDE PLANCHE RDC

Le calcul se fait à l'E.L.U

RDC TYPE (1)



Le rapport des portées successives

Travées	A-B	B-C	C-D
Portée	4	3,30	3
Rapport	1,21	1,1	

Le rapport est satisfait **DONC** le calcul se fait par la méthode de forfaitaire

-Sollicitation :

$QU = 9,65 \text{ kN/ml}$

Moments isostatiques:

$M_{0AB} = Qu.L^2/8 = 9,65 (4,05)^2/8 = 19,30 \text{ kN.m}$

$M_{0BC} = Qu.L^2/8 = 9,65 (3,3)^2/8 = 13,14 \text{ kN.m}$

$M_{0BC} = Qu.L^2/8 = 9,65 (3)^2/8 = 10,86 \text{ kN.m}$

Moments sur appuis:

$M_A = 0,2 M_{0AB} = 3,86 \text{ kN.m}$

$M_B = 0,5 \max (M_{0AB}, M_{0BC}) = 9,56 \text{ kN.m}$

$M_C = 0,5 \max (M_{0BC}, M_{0CD}) = 6,57 \text{ kN.m}$

$M_D = 0,2 M_{0BC} = 2,17 \text{ kN.m}$

Moment en travée :

$$\alpha = Q / (Q+G) = 0,48$$

$(1+0,3\alpha) = 1,15 > 1,05$ donc on doit prendre 1,15

$$(1+0,3\alpha)/2 = 0,57 \quad [\text{travée intermédiaire}].$$

$$(1,2+0,3\alpha)/2 = 0,67 \quad [\text{travée de rive}].$$

Travée (A-B) :

$$1-M_{tAB} \geq 1,15 \times 19,30 - (3,86 + 9,56)/2$$

$$M_{tAB} \geq 15,49$$

$$2- M_{tAB} \geq 0,67 \times 19,30 = 12,93 \text{ kN.m}$$

on prend : $M_{tAB} = 15,49 \text{ kN.m}$

Travée (B-C) :

$$1-M_{tBC} \geq 1,15 \times 13,14 - (9,56 + 6,57)/2$$

$$M_{tBC} \geq 8,07 \text{ kN.m}$$

$$2- M_{tBC} \geq 0,57 \times 13,14 = 7,49 \text{ kN.m}$$

on prend: $M_{tBC} = 8,07 \text{ kN.m}$

Travée (C-D) :

$$1-M_{tCD} \geq 1,15 \times 10,86 - (6,57 + 2,17)/2$$

$$M_{tAB} \geq 8,12$$

$$2- M_{tCD} \geq 0,67 \times 10,86 = 7,27 \text{ kN.m}$$

on prend : $M_{tCD} = 8,12 \text{ kN.m}$

L'effort tranchant:

- $T_w = (M_w - M_e)/l + Ql/2$

- $T_e = (M_w - M_e)/l - Ql/2$

Travée (AB):

$$\begin{cases} T_w = (3,86 - 9,56)/4 + 9,65 \times 4/2 = 17,88 \text{ kN} \\ T_e = (3,86 - 9,56)/4 - 9,65 \times 4/2 = -20,72 \text{ kN} \end{cases}$$

Travée (BC):

$$\begin{cases} T_w = (9,56 - 6,57)/3,3 + 9,65 \times 3,3/2 = 16,83 \text{ kN} \\ \end{cases}$$

$$T_e = (9,56 - 6,57) / 3,3 - 9,65 \times 3,3 / 2 = -15,01 \text{ Kn}$$

Travée (CD):

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = (6,57 - 2,17) / 3 + 9,65 \times 3 / 2 = 18,88 \text{ kN} \\ T_e = (6,57 - 2,17) / 3 - 9,65 \times 3 / 2 = -13,01 \text{ Kn} \end{array} \right.$$

Tableau des résultats obtenus :

Tableau IV.2 : Les sollicitations que subit la poutrelle de type 3(RDC).

Travées		AB	BC	CD	
L(m)		4,00	3,30	3,00	
M0=ql ² /8[KN.m]	E.L.U	19,30	13,14	10,86	
	E.L.S	13,68	11,11	8,01	
appui		A	B	C	D
coefficient forfaitaire		0,2	0,5	0,5	0,2
Ma(appui) [KN.m]	E.L.U	3,86	9,56	6,57	2,17
	E.L.S	2,24	5,59	4,01	1,24
Mt (adopté)[KN.M]	e.L.U	15,49	8,07	8,12	
	E.L.S	10,94	6,27	5,94	
T=Mw-Me/l+ql/2	Tw	17,88	16,83	18,88	
T=Mw-Me/l-ql/2	Te	-20,72	-15,01	-13,01	
type 3 RDC					

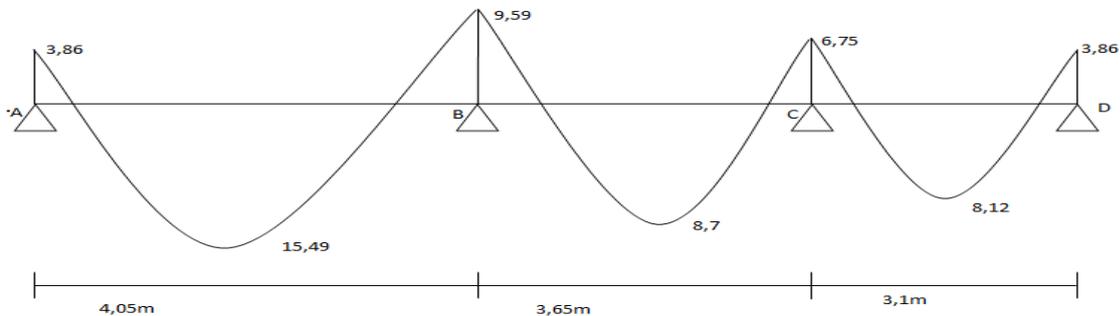


Figure IV.11 : Diagramme des moments.

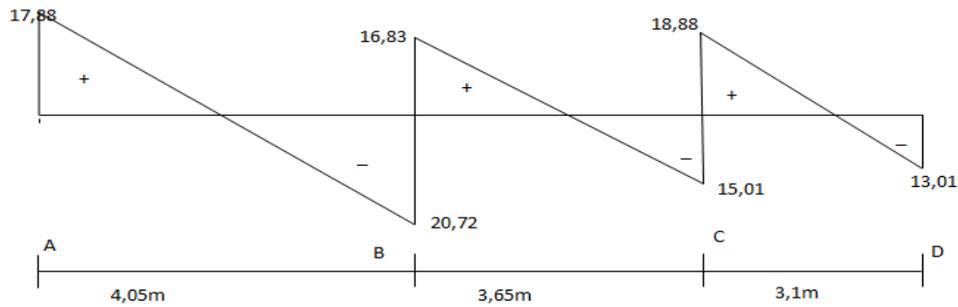
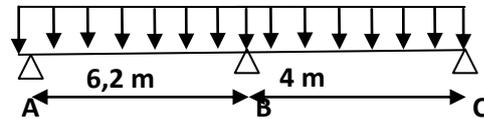


Figure IV.12 : Diagramme des efforts tranchants.

RDC Type (02)

Le calcul se fait à l'E.L.U



Le rapport des portées successives

Travées	A-B	B-C
Portée	6,2	4
Rapport	1,55	

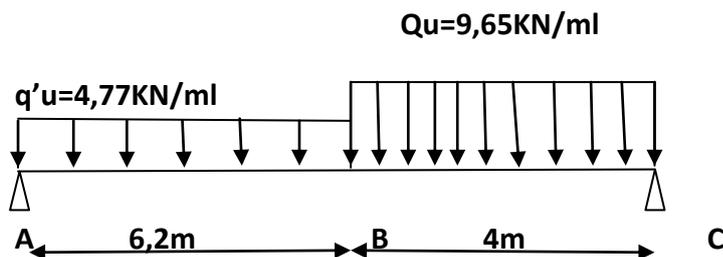
Puisque le rapport $0,8 \leq L_i/L_{i+1} \leq 1,25$ n'est pas satisfait; on utilise **la méthode forfaitaire modifiée**

a. Calcul des sollicitations :

$$Q_u = 9,65 \text{ KN/ml}$$

$$Q'_u = 1,35G = 4,77 \text{ kN/ml}$$

b. Calcul du moment minimal de la travée AB min:



c. Moment isostatique :

$$M_0^{AB} = \frac{Q'_u \cdot l_{AB}^2}{8} = \frac{4,77 \times 6,2^2}{8} = 22,22 \text{KN.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{Q_u \cdot l_{BC}^2}{8} = \frac{9,65 \times 4,00^2}{8} = 19,30 \text{KN.m}$$

d. Moment sur appuis:

$$M_A = 0,2M_0^{AB} = 0,2 \times 22,22 = 4,44 \text{KN.m}$$

$$M_B = 0,6 \text{Max}(M_0^{AB}; M_0^{BC}) = 0,5M_0^{AB} = 0,6 \times 22,22 = 13,33 \text{KN.m}$$

$$M_C = 0,2 M_0^{BC} = 0,2M_0^{BC} = 0,2 \times 19,30 = 3,86 \text{KN.m}$$

e. Moments en travée :

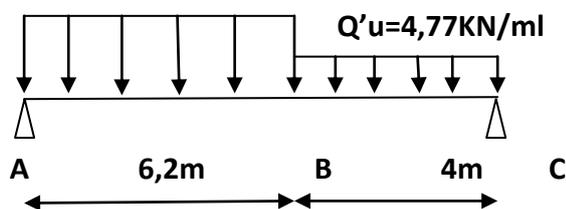
Travée AB: « forfaitaire modifier »

$$X = 6,2/2 + (4,44 - 13,33)/4,77 \times 6,2 = 2,8$$

$$M_{\text{tmin}}^{AB} = (4,77) \frac{6,2 - 2,8}{2} + 4,44 \left(\frac{1 - 2,8}{6,2} \right) - 13,33 \frac{2,8}{6,2} = 0,8 \text{KN.m}$$

F. Calcul du moment maximal de la travée AB max :

$Q_u = 9,65 \text{KN/ml}$



J. Moment isostatique :

$$M_0^{AB} = \frac{Q_u \cdot l_{AB}^2}{8} = 46,37 \text{KN.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{Q'_u \cdot l_{BC}^2}{8} = 9,54 \text{KN.m}$$

h. Moment sur appuis:

$$M_A = 0,2M_0^{AB} = 9,27\text{KN.m}$$

$$M_B = 0,6\text{MIN}(M_0^{AB}; M_0^{BC}) = 0,6M_0^{BC} = 0,6 \times 9,54 = 5,72 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,2 M_0^{BC} = 0,2 \times 9,54 = 1,91\text{KN.m}$$

i. Les moments en travées :

Travée AB : « forfaitaire modifier »

$$X = 6,2/2 + (9,27 - 5,87)/9,65 \times 6,2 = 3,16$$

$$M_{t\max}^{AB} = (9,65) \frac{6,2 - 3,16}{2} + 9,27 \left(\frac{1 - 3,16}{6,2} \right) - 5,72 \left(\frac{3,16}{6,2} \right) = 8,52\text{KN.m}$$

Travée BC:

$$\left. \begin{aligned} M_t^{BC} &\geq 1,14 \times M_0^{BC} - \frac{5,72 + 1,91}{2} \geq 7,06 \\ M_t^{BC} &\geq 0,67M_0^{BC} \geq 6,39 \end{aligned} \right\} M_t^{BC} \geq 7,06\text{KN.m}$$

g. Calcul de l'effort tranchant T :

L'effort tranchant est donnée par

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} \text{ (kN)} \\ T_E = -\frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} \text{ (kN)} \end{cases}$$

$$\text{Travée ABmin} \begin{cases} T_W = \frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = \frac{4,77 \times 6,2}{2} + \frac{4,44 - 13,33}{6,2} = 13,33\text{KN} \\ T_E = -\frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = -\frac{4,77 \times 6,2}{2} + \frac{4,44 - 13,33}{6,2} = -16,22\text{KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée ABmax} \begin{cases} T_W = \frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = \frac{9,65 \times 6,2}{2} + \frac{9,27 - 5,72}{6,2} = 30,49\text{KN} \\ T_E = -\frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = -\frac{9,65 \times 6,2}{2} + \frac{9,27 - 5,72}{6,2} = -29,34\text{KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC} \left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{ql_{BC}}{2} + \frac{M_B - M_C}{l_{BC}} = \frac{9,65 \times 4}{2} + \frac{13,33 - 3,86}{4} = 21,67\text{KN} \\ T_e = -\frac{ql_{BC}}{2} + \frac{M_B - M_C}{l_{BC}} = -\frac{9,65 \times 4}{2} + \frac{13,33 - 3,86}{4} = -16,93\text{KN} \end{array} \right.$$

Tableau IV.3 : Tableau récapitulatif des résultats

NV	Travée	L(m)	E.L.U M (KN. m) et T(KN)						E.L.S M (KN m) et T(KN)			
			M ₀	M _t	M _w	M _e	T _w	T _e	M ₀	M _t	M _w	M _e
RDC	ABmin	6,2	22,2 2	0,8	4,44	13,3 3	13,3 3	- 16,22	19,9 0	0,59	10,3 8	2,81
	ABmax	6,2	46,3 7	8,52	9,27	5,72	30,4 9	- 29,34	41,8 2	5,79	7,36	3,93
	BC	4,05	7,80	4,62	3,86	1,91	21,7 6	- 16,93	5,63	3,34	2,82	1,54

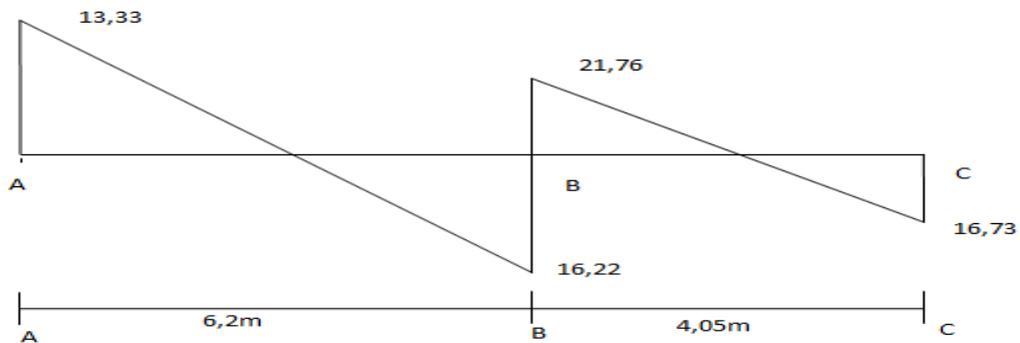


Figure IV.13 : Digramme des efforts tranchants.

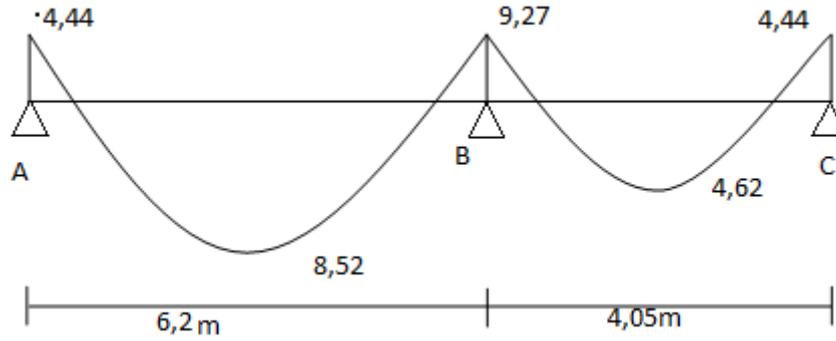


Figure IV.14 : Diagramme des moments.

RDC Type (01) :

Le calcul se fait à l'E.L.U et a l'ELS

$$Q_u = 9,65 \text{ KN/ml}$$

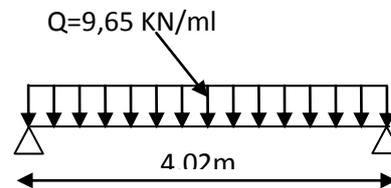
$$Q_{ser} = 6,97 \text{ KN/ml}$$

$$M_0^{AB} = \frac{QL^2}{8} = 19,49 \text{ KN.M}$$

$$M_A = M_B = 0,2M_0^{AB} = 3,90 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85M_0^{AB} = 16,57 \text{ KN.m}$$

$$T_W^{AB} = -T_E^{AB} = \frac{QL}{2} = 19,40 \text{ KN}$$



$$Q_{ser} = 6,97 \text{ KN/ml}$$

$$M_0^{AB} = \frac{QL^2}{8} = 14,08 \text{ KN.M}$$

$$M_t = 0,85M_0^{AB} = 11,96 \text{ KN.m}$$

$$M_A = M_B = 0,2M_0^{AB} = 2,82 \text{ KN.m}$$

$$T_W^{AB} = -T_E^{AB} = \frac{QL}{2} = 14,01 \text{ KN}$$

Tableau IV.4: Tableau récapitulatif des résultats

NV	travee	L (m)	ELU				ELS			
			M _T	Ma	Ta	Tb	M _T	Ma	Ta	Tb
RDC	AB	4,02	16,57	3,90	19,40	-19,54	11,96	2,82	14,01	-14,01

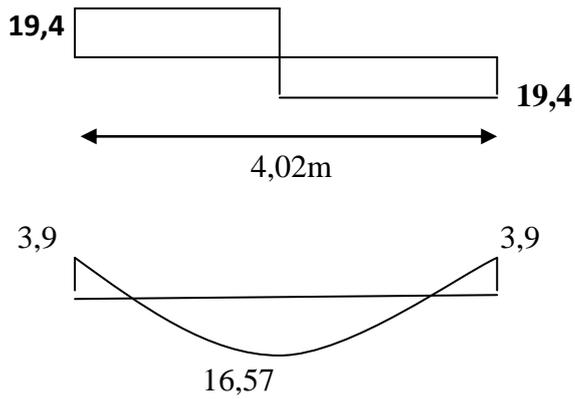


Figure IV.15 : Diagramme des effort tranchant et moment fléchissent.

Les sollicitations maximales de calcul sont :

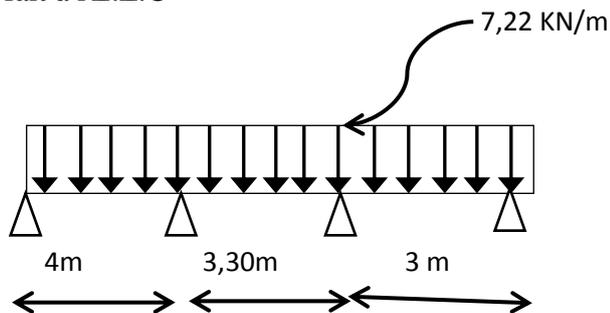
Plancher RDC:

E.L.U	{	$M_{tmax} = 16,57 \text{ kN.m}$ $M_{a \text{ int max}} = 9,56 \text{ kN.m}$ $M_{a \text{ rive max}} = 3,86 \text{ kN.m}$ $T_{max} = 30,49 \text{ kN}$	E.L.S	{	$M_{tmax} = 11,96 \text{ kN.m}$ $M_{a \text{ int max}} = 8,71 \text{ kN.m}$ $M_{a \text{ rive max}} = 2,24 \text{ kN.m}$
-------	---	----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	-------	---	--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

IV.4. 3. Planche 1^{er} étage :

Le calcul se fait à l'E.L.U

TYPE (1)



Le rapport des portées successives

Travées	A-B	B-C	C-D
Portée	4	3,30	3
Rapport	1,21	1,1	

Le rapport est satisfait **DONC** le calcul se fait par la méthode de forfaitaire

-Sollicitation :

$$QU = 7,22 \text{ kN/ ml}$$

Moments isostatiques:

$$M_{0AB} = Qu.L^2/8 = 7,22 (4,05)^2/8 = 14,80\text{kN.m}$$

$$M_{0BC} = Qu.L^2/8 = 7,22 (3,3)^2/8 = 9,83\text{kN.m}$$

$$M_{0BC} = Qu.L^2/8 = 7,22 (3)^2/8 = 8,12 \text{ kN.m}$$

Moments sur appuis:

$$M_A = 0,2 M_{0AB} = 2,96 \text{ kN.m}$$

$$M_B = 0,5 \max (M_{0AB}, M_{0BC}) = 7,4 \text{ kN.m}$$

$$M_C = 0,5 \max (M_{0BC}, M_{0CD}) = 4,91 \text{ kN.m}$$

$$M_D = 0,2 M_{0BC} = 1,62\text{kN.m}$$

Moment en travée :

$$\alpha = Q / (Q+G) = 0,48$$

$$(1+0,3\alpha) = 1,15 > 1,05 \text{ donc on doit prendre } 1,15$$

$$(1+0,3\alpha)/2 = 0,57 \quad [\text{travée intermédiaire}].$$

$$(1,2+0,3\alpha)/2 = 0,67 \quad [\text{travée de rive}].$$

Travée (A-B) :

$$1- M_{tAB} \geq 1,15 \times 14,8 - (2,96 + 7,4) / 2$$

$$M_{tAB} \geq 11,84$$

$$2- M_{tAB} \geq 0,67 \times 14,8 = 9,92 \text{ kN.m}$$

on prend : $M_{tAB} = 11,84 \text{ kN.m}$

Travée (B-C) :

$$1- M_{tBC} \geq 1,15 \times 9,83 - (7,4 + 4,91) / 2$$

$$M_{tBC} \geq 8,15 \text{ kN.m}$$

$$2- M_{tBC} \geq 0,57 \times 9,83 = 5,60 \text{ kN.m}$$

on prend: $M_{tBC} = 5,60 \text{ kN.m}$

Travée (C-D) :

$$\left. \begin{aligned}
 1- M_{iCD} &\geq 1,15 \times 8,12 - (4,91 + 1,62) / 2 \\
 M_{iAB} &\geq 6,07 \text{ KN.m} \\
 2- M_{iCD} &\geq 0,67 \times 8,12 = 5,44 \text{ kN.m}
 \end{aligned} \right\} \text{ on prend : } M_{iCD} = 6,07 \text{ kN.m}$$

L'effort tranchant:

- $T_w = (M_w - M_e) / l + Ql / 2$
- $T_e = (M_w - M_e) / l - Ql / 2$

Travée (AB):

$$\left\{ \begin{aligned}
 T_w &= (2,96 - 7,4) / 4 + 7,22 \times 4 / 2 = 13,33 \text{ kN} \\
 T_e &= (2,96 - 7,4) / 4 - 7,22 \times 4 / 2 = -15,55 \text{ kN}
 \end{aligned} \right.$$

Travée (BC):

$$\left\{ \begin{aligned}
 T_w &= (7,4 - 4,91) / 3,3 + 7,22 \times 3,3 / 2 = 12,66 \text{ kN} \\
 T_e &= (7,4 - 4,91) / 3,3 - 7,22 \times 3,3 / 2 = -11,16 \text{ Kn}
 \end{aligned} \right.$$

Travée (CD):

$$\left\{ \begin{aligned}
 T_w &= (4,91 - 1,62) / 3 + 7,22 \times 3 / 2 = 11,92 \text{ kN} \\
 T_e &= (4,91 - 1,62) / 3 - 7,22 \times 3 / 2 = -9,73 \text{ Kn}
 \end{aligned} \right.$$

Tableau des résultats obtenus :

les sollicitations que subit la poutrelle de type 3

Travées		AB	BC	CD	
L(m)		4,00	3,30	3,00	
M0=ql ² /8[KN.m]	E.L.U	14,80	9,83	8,12	
	E.L.S	12,68	10,11	6,31	
appui		A	B	C	D
coefficient forfaitaire		0,2	0,5	0,5	0,2

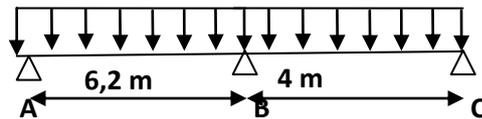
Chapitre IV : Etudes des planchers

Ma(appui) [KN.m]	E.L.U	2,96	7,40	4,91	1,62
	E.L.S	2,24	6,59	3,01	1,14
Mt (adopté)[KN.M]	e.L.U	11,84	5,60	6,07	
	E.L.S	9,94	4,27	3,94	
T=Mw-Me/l+ql/2	Tw	13,33	12,66	11,92	
T=Mw-Me/l-ql/2	Te	-15,55	-11,16	-9,73	
type 3 1^{ER} ETAGE					

Type 02 : 1^{ER} ETAGE :

Le calcul se fait à l'E.L.U

Le rapport des portées successives



Travées	A-B	B-C
Portée	6,2	4
Rapport	1,55	

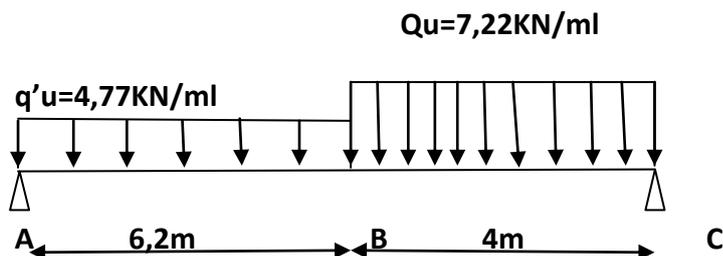
Puisque le rapport $0,8 \leq L_i/L_{i+1} \leq 1,25$ n'est pas satisfait; on utilise la méthode forfaitaire modifiée

Calcul des sollicitations :

$$Q_u = 7,22 \text{ KN/ml}$$

$$Q'_u = 1,35G = 4,77 \text{ kN/ml}$$

Calcul du moment minimal de la travée AB min:



Moment isostatique :

$$M_0^{AB} = \frac{Q'_u \cdot l_{AB}^2}{8} = \frac{4,77 \times 6,2^2}{8} = 22,22 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{Q_u \cdot l_{BC}^2}{8} = \frac{7,22 \times 4,00^2}{8} = 14,44 \text{ KN.m}$$

Moment sur appuis:

$$M_A = 0,2M_0^{AB} = 0,2 \times 22,22 = 4,44 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,6 \text{Max}(M_0^{AB}; M_0^{BC}) = 0,5M_0^{AB} = 0,6 \times 22,22 = 13,33 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,2 M_0^{BC} = 0,2M_0^{BC} = 0,2 \times 14,44 = 2,89 \text{ KN.m}$$

Moments en travée :

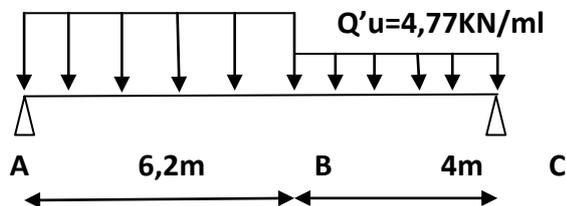
Travée AB: « forfaitaire modifier »

$$X = 6,2/2 + (4,44 - 13,33)/4,77 \times 6,2 = 2,8$$

$$M_{\text{tmin}}^{AB} = (4,77) \frac{6,2 - 2,8}{2} + 4,44 \left(\frac{1 - 2,8}{6,2} \right) - 13,33 \frac{2,8}{6,2} = 0,8 \text{ KN.m}$$

Calcul du moment maximal de la travée AB max :

$$Q_u = 7,22 \text{ KN/ml}$$



Moment isostatique :

$$M_0^{AB} = \frac{Q_u \cdot l_{AB}^2}{8} = 34,69 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{Q' \cdot u \cdot l_{BC}^2}{8} = 9,54 \text{KN.m}$$

Moment sur appuis:

$$M_A = 0,2M_0^{AB} = 6,94 \text{KN.m}$$

$$M_B = 0,6 \text{MIN}(M_0^{AB}; M_0^{BC}) = 0,6M_0^{BC} = 0,6 \times 9,54 = 5,72 \text{KN.m}$$

$$M_C = 0,2 M_0^{BC} = 0,2 \times 9,54 = 1,91 \text{KN.m}$$

Les moments en travées :

Travée AB : « forfaitaire modifier »

$$X = 6,2/2 + (6,94 - 5,72)/7,22 \times 6,2 = 3,13$$

$$M_{tmax}^{AB} = (7,22) \frac{6,2 - 3,13}{2} + 6,94 \left(\frac{1 - 3,13}{6,2} \right) - 5,72 \left(\frac{3,13}{6,2} \right) = 5,81 \text{KN.m}$$

Travée BC:

$$\left. \begin{array}{l} M_t^{BC} \geq 1,09 \times M_0^{BC} - \frac{5,72 + 1,91}{2} \geq 6,58 \\ M_t^{BC} \geq 0,65 M_0^{BC} \geq 6,20 \end{array} \right\} M_t^{BC} \geq 6,58 \text{KN.m}$$

Calcul de l'effort tranchant T :

L'effort tranchant est donnée par

$$\left\{ \begin{array}{l} T_W = \frac{ql}{2} + \frac{M_A - M_B}{l} \text{ (kN)} \\ T_E = -\frac{ql}{2} + \frac{M_A - M_B}{l} \text{ (kN)} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée ABmin} \left\{ \begin{array}{l} T_W = \frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = \frac{4,77 \times 6,2}{2} + \frac{4,44 - 13,33}{6,2} = 13,33 \text{KN} \\ T_E = -\frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = -\frac{4,77 \times 6,2}{2} + \frac{4,44 - 13,33}{6,2} = -16,22 \text{KN} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée ABmax} \left\{ \begin{array}{l} T_W = \frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = \frac{7,22 \times 6,2}{2} + \frac{6,94 - 5,72}{6,2} = 22,58 \text{KN} \\ T_E = -\frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = -\frac{7,22 \times 6,2}{2} + \frac{6,94 - 5,72}{6,2} = -22,18 \text{KN} \end{array} \right.$$

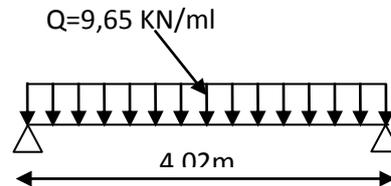
$$\text{Travée BC} \begin{cases} T_W = \frac{ql_{BC}}{2} + \frac{M_B - M_C}{l_{BC}} = \frac{7,22 \times 4}{2} + \frac{13,33 - 2,89}{4} = 17,05 \text{KN} \\ T_E = -\frac{ql_{BC}}{2} + \frac{M_B - M_C}{l_{BC}} = -\frac{7,22 \times 4}{2} + \frac{13,33 - 2,89}{4} = -11,83 \text{KN} \end{cases}$$

Tableau IV.5: Tableau récapitulatif des résultats

NV	Travée	L (m)	E.L.U						E.L.S			
			M (KN. m) et T(KN)						M (KN m) et T(KN)			
			M ₀	M _t	M _w	M _e	T _w	T _e	M ₀	M _t	M _w	M _e
RDC	ABmin	6,2	22,2	0,8	4,44	13,3	13,3	-	19,9	0,59	10,3	2,81
			2			3	3	16,22	0		8	
	ABmax	6,2	34,6	5,81	6,94	5,72	22,5	-	29,8	5,79	5,36	4,93
			9				8	22,18	2			
	BC	4,00	14,4	6,58	2,89	1,91	17,0	-	5,63	4,39	2,28	1,45
			4				5	11,83				

Type 01 : 1^{ER} ETAGE :

Le calcul se fait à l'E.L.U et à l'ELS



$$Q_u = 7,22 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{ser} = 5,17 \text{ KN/ml}$$

$$M_0^{AB} = \frac{QL^2}{8} = 14,58 \text{ KN. M}$$

$$M_A = M_B = 0,2M_0^{AB} = 2,92 \text{ KN. m}$$

$$M_t = 0,85M_0^{AB} = 12,39 \text{ KN. m}$$

$$T_W^{AB} = -T_E^{AB} = \frac{QL}{2} = 14,51 \text{ KN}$$

$$Q_{ser} = 5,17 \text{ KN/ml}$$

$$M_0^{AB} = \frac{QL^2}{8} = 10,44 \text{ KN. M}$$

$$M_t = 0,85M_0^{AB} = 8,87 \text{ KN. m}$$

$$M_A = M_B = 0,2M_0^{AB} = 2,09 \text{ KN. m}$$

$$T_W^{AB} = -T_E^{AB} = \frac{QL}{2} = 10,39 \text{ KN}$$

Tableau IV.6: Tableau récapitulatif des résultats

NV	travée	L (m)	ELU				ELS			
			M_T	Ma	Ta	Tb	M_T	Ma	Ta	Tb
RDC	AB	4,02	12,39	2,92	14,51	-14,51	8,87	2,09	10,39	-10,39

Les sollicitations maximales de calcul sont :

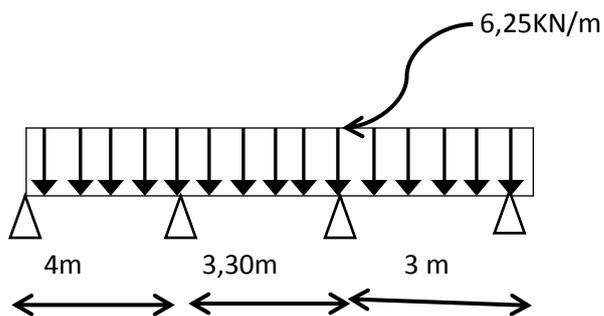
Plancher 1^{er} étage :

$$\begin{array}{l}
 \text{E.L.U} \left\{ \begin{array}{l} M_{tmax} = 12,39 \text{ kN.m} \\ M_{a \text{ int max}} = 7,40 \text{ kN.m} \\ M_{a \text{ rive max}} = 2,96 \text{ kN.m} \\ T_{max} = 22,58 \text{ kN} \end{array} \right. \quad \text{E.L.S} \left\{ \begin{array}{l} M_{tmax} = 8,87 \text{ kN.m} \\ M_{a \text{ int max}} = 5,71 \text{ kN.m} \\ M_{a \text{ rive max}} = 2,27 \text{ kN.m} \end{array} \right.
 \end{array}$$

IV.4. 4. Planche de 2^{eme} à 8^{eme} étage :

Le calcul se fait à l'E.L.U

TYPE (1)



Le rapport des portées successives

Travées	A-B	B-C	C-D
---------	-----	-----	-----

Chapitre IV : Etudes des planchers

Portée	4	3,30	3
Rapport	1,21	1,1	

Le rapport est satisfait donc le calcul se fait par la méthode de forfaitaire

-Sollicitation :

$$Q_U = 6,25 \text{ kN/ml}$$

Moments isostatiques:

$$M_{0AB} = Q_U \cdot L^2 / 8 = 6,25 (4,05)^2 / 8 = 12,81 \text{ kN.m}$$

$$M_{0BC} = Q_U \cdot L^2 / 8 = 6,25 (3,3)^2 / 8 = 8,51 \text{ kN.m}$$

$$M_{0BC} = Q_U \cdot L^2 / 8 = 6,25 (3)^2 / 8 = 7,03 \text{ kN.m}$$

Moments sur appuis:

$$M_A = 0,2 M_{0AB} = 2,56 \text{ kN.m}$$

$$M_B = 0,5 \max (M_{0AB}, M_{0BC}) = 6,41 \text{ kN.m}$$

$$M_C = 0,5 \max (M_{0BC}, M_{0CD}) = 4,26 \text{ kN.m}$$

$$M_D = 0,2 M_{0BC} = 1,41 \text{ kN.m}$$

Moment en travée :

$$\alpha = Q / (Q+G) = 0,48$$

$$(1+0,3\alpha) = 1,15 > 1,05 \text{ donc on doit prendre } 1,07$$

$$(1+0,3\alpha)/2 = 0,53 \quad [\text{travée intermédiaire}].$$

$$(1,2+0,3\alpha)/2 = 0,63 \quad [\text{travée de rive}].$$

Travée (A-B) :

$$1- M_{tAB} \geq 1,07 \times 12,81 - (2,56 + 6,41) / 2$$

$$M_{tAB} \geq 9,22$$

$$2- M_{tAB} \geq 0,63 \times 12,81 = 8,07 \text{ kN.m}$$

on prend : $M_{tAB} = 9,22 \text{ kN.m}$

Travée (B-C) :

$$1- M_{tBC} \geq 1,07 \times 8,51 - (6,41 + 4,26) / 2$$

$$M_{tBC} \geq 3,77 \text{ kN.m}$$

—————→ on prend: $M_{tBC} = 4,85 \text{ kN.m}$

$$2- M_{tBC} \geq 0,57 \times 8,51 = 4,85 \text{ kN.m}$$

Travée (C-D) :

$$1- M_{tCD} \geq 1,07 \times 7,03 - (4,26 + 1,41) / 2$$

$$M_{tAB} \geq 4,69 \text{ KN.m}$$

$$2- M_{tCD} \geq 0,63 \times 7,03 = 4,43 \text{ kN.m}$$



on prend : $M_{tCD} = 4,69 \text{ kN.m}$

L'effort tranchant:

- $T_w = (M_w - M_e) / l + Ql / 2$

- $T_e = (M_w - M_e) / l - Ql / 2$

Travée (AB):

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = (2,56 - 6,41) / 4 + 6,25 \times 4 / 2 = 11,54 \text{ kN} \\ T_e = (2,56 - 6,41) / 4 - 6,25 \times 4 / 2 = -13,46 \text{ kN} \end{array} \right.$$

Travée (BC):

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = (6,41 - 4,26) / 3,3 + 6,25 \times 3,3 / 2 = 10,96 \text{ kN} \\ T_e = (7,4 - 4,26) / 3,3 - 6,25 \times 3,3 / 2 = -9,66 \text{ Kn} \end{array} \right.$$

Travée (CD):

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = (4,26 - 1,41) / 3 + 6,25 \times 3 / 2 = 10,33 \text{ kN} \\ T_e = (4,26 - 1,41) / 3 - 6,25 \times 3 / 2 = -8,43 \text{ Kn} \end{array} \right.$$

Tableau des résultats obtenus :

Les sollicitations que subit la poutrelle de type 3

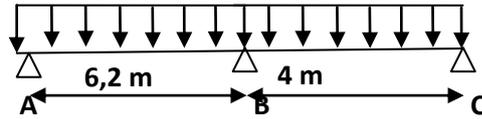
Travées		AB	BC	CD	
L(m)		4,00	3,30	3,00	
M0=ql²/8[KN.m]	E.L.U	12,41	8,51	7,03	
	E.L.S	10,68	7,11	4,31	
appui		A	B	C	D
coefficient forfaitaire		0,2	0,5	0,5	0,2
Ma(appui) [KN.m]	E.L.U	2,56	6,41	4,26	1,41
	E.L.S	2,04	4,59	3,01	1,04
Mt (adopté)[KN.M]	e.L.U	9,22	4,85	4,69	

Chapitre IV : Etudes des planchers

	E.L.S	7.94	3.27	2.94	
$T=Mw-Me/l+ql/2$	Tw	11,54	10,96	10,33	
$T=Mw-Me/l-ql/2$	Te	-13,46	-9,66	-8,43	
type 3					

Type 02 : de 2^{ème} à 8^{ème} étage :

Le calcul se fait à l'E.L.U



Le rapport des portées successives

Travées	A-B	B-C
Portée	6,2	4
Rapport	1,55	

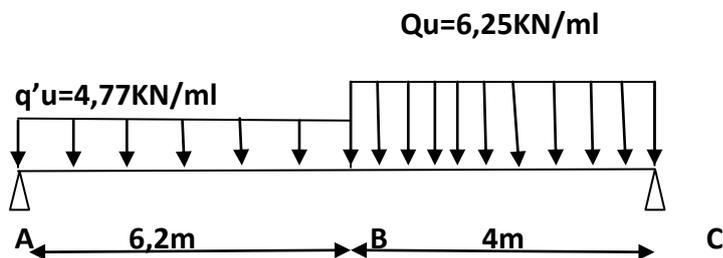
Puisque le rapport $0,8 \leq L_i/L_{i+1} \leq 1,25$ n'est pas satisfait; on utilise **la méthode forfaitaire modifiée**

Calcul des sollicitations :

$$Q_u = 6,25 \text{ KN/ml};$$

$$Q'_u = 1,35G = 4,77 \text{ kN/ml}$$

Calcul du moment minimal de la travée AB min:



Moment isostatique :

$$M_0^{AB} = \frac{Q'_u \cdot l_{AB}^2}{8} = \frac{4,77 \times 6,2^2}{8} = 22,22 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{Q_u \cdot l_{BC}^2}{8} = \frac{6,25 \times 4,00^2}{8} = 12,50 \text{KN.m}$$

Moment sur appuis:

$$M_A = 0,2M_0^{AB} = 0,2 \times 22,22 = 4,44 \text{KN.m}$$

$$M_B = 0,6 \text{Max}(M_0^{AB}; M_0^{BC}) = 0,5M_0^{AB} = 0,6 \times 22,22 = 13,33 \text{KN.m}$$

$$M_C = 0,2 M_0^{BC} = 0,2M_0^{BC} = 0,2 \times 12,5 = 2,5 \text{KN.m}$$

Moments en travée :

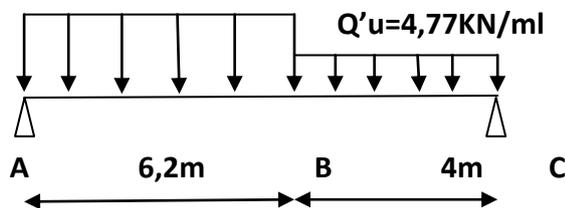
Travée AB: « forfaitaire modifier »

$$X = 6,2/2 + (4,44 - 13,33)/4,77 \times 6,2 = 2,8$$

$$M_{tmin}^{AB} = (4,77) \frac{6,2 - 2,8}{2} + 4,44 \left(\frac{1 - 2,8}{6,2} \right) - 13,33 \frac{2,8}{6,2} = 0,8 \text{KN.m}$$

Calcul du moment maximal de la travée AB max :

Qu=6,25KN/ml



Moment isostatique :

$$M_0^{AB} = \frac{Q_u \cdot l_{AB}^2}{8} = 30,03 \text{KN.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{Q'_u \cdot l_{BC}^2}{8} = 9,54 \text{KN.m}$$

Moment sur appuis:

$$M_A = 0,2M_0^{AB} = 6,01 \text{N.m}$$

$$M_B = 0,6 \text{MIN}(M_0^{AB}; M_0^{BC}) = 0,6M_0^{BC} = 0,6 \times 9,54 = 5,72 \text{KN.m}$$

$$MC = 0,2 M_0^{BC} = 0,2 \times 9,54 = 1,91 \text{KN.m}$$

Les moments en travées :

Travée AB : « forfaitaire modifier »

$$X = 6,2/2 + (6,01 - 5,72)/6,25 \times 6,2 = 3,11$$

$$M_{t\max}^{AB} = (6,25) \frac{6,2 - 3,11}{2} + 6,01 \left(\frac{1 - 3,11}{6,2} \right) - 5,72 \left(\frac{3,11}{6,2} \right) = 4,74 \text{KN.m}$$

Travée BC:

$$\left. \begin{aligned} M_t^{BC} &\geq 1,07 \times M_0^{BC} - \frac{5,72 + 1,91}{2} \geq 6,39 \\ M_t^{BC} &\geq 0,63 M_0^{BC} \geq 6,01 \end{aligned} \right\} M_t^{BC} \geq 6,39 \text{KN.m}$$

Calcul de l'effort tranchant T :

L'effort tranchant est donnée par

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} \text{ (kN)} \\ T_E = -\frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} \text{ (kN)} \end{cases}$$

$$\text{Travée ABmin} \begin{cases} T_w = \frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = \frac{4,77 \times 6,2}{2} + \frac{4,44 - 13,33}{6,2} = 13,35 \text{KN} \\ T_E = -\frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = -\frac{4,77 \times 6,2}{2} + \frac{4,44 - 13,33}{6,2} = -16,22 \text{KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée ABmax} \begin{cases} T_w = \frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = \frac{6,25 \times 6,2}{2} + \frac{6,01 - 5,72}{6,2} = 19,42 \text{KN} \\ T_E = -\frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = -\frac{6,25 \times 6,2}{2} + \frac{6,01 - 5,72}{6,2} = -19,33 \text{KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC} \begin{cases} T_w = \frac{ql_{BC}}{2} + \frac{M_B - M_C}{l_{BC}} = \frac{6,25 \times 4}{2} + \frac{13,33 - 2,89}{4} = 15,42 \text{KN} \\ T_E = -\frac{ql_{BC}}{2} + \frac{M_B - M_C}{l_{BC}} = -\frac{6,25 \times 4}{2} + \frac{13,33 - 2,89}{4} = -9,42 \text{KN} \end{cases}$$

Tableau IV.7: Tableau récapitulatif des résultats

NV	Travée	L (m)	E.L.U						E.L.S			
			M (KN. m) et T(KN)						M (KN m) et T(KN)			
			M ₀	M _t	M _w	M _e	T _w	T _e	M ₀	M _t	M _w	M _e
RDC	ABmin	6,2	22,2	0,8	4,44	13,3	13,3	-	18,9	0,59	4,38	8,81
			2			3	5	16,22	0			
	ABmax	6,2	30,0	4,74	6,01	5,72	19,4	-	26,8	4,79	5,36	4,93
	BC	4,00	12,5	6,39	2,5	1,91	15,4	-9,42	7,63	3,39	2,28	1,45
			0				2					

Type 01 : de 2^{eme} à 8^{eme} étage :

Le calcul se fait à l'E.L.U et à l'ELS

$$Q_u = 6,25 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{ser} = 4,52 \text{ KN/ml}$$

$$M_0^{AB} = \frac{Q_u L^2}{8} = 12,63 \text{ KN.M}$$

$$M_A = M_B = 0,2M_0^{AB} = 2,53 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85M_0^{AB} = 10,74 \text{ KN.m}$$

$$T_W^{AB} = -T_E^{AB} = \frac{Q_u L}{2} = 12,56 \text{ KN}$$

$$Q_{ser} = 4,52 \text{ KN/ml}$$

$$M_0^{AB} = \frac{Q_{ser} L^2}{8} = 9,13 \text{ KN.M}$$

$$M_t = 0,85M_0^{AB} = 7,76 \text{ KN.m}$$

$$M_A = M_B = 0,2M_0^{AB} = 1,83 \text{ KN.m}$$

$$T_W^{AB} = -T_E^{AB} = \frac{Q_{ser} L}{2} = 9,09 \text{ KN}$$

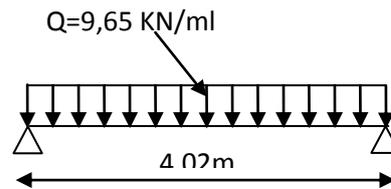


Tableau IV.8: Tableau récapitulatif des résultats

NV	travée	L (m)	ELU				ELS			
			M _T	Ma	Ta	Tb	M _T	Ma	Ta	Tb
RDC	AB	4,02	10,74	2,53	12,56	-12,56	7,76	1,83	9,09	-9,09

Les sollicitations maximales de calcul sont :

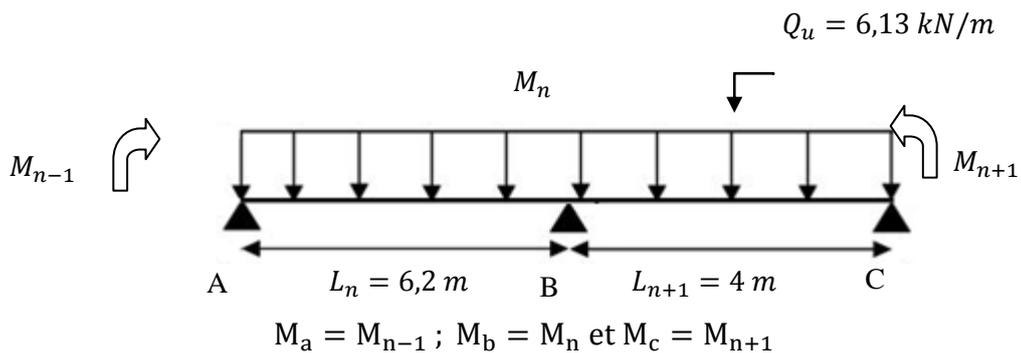
Plancher de 2^{eme} à 8^{eme} étage :

$$\begin{array}{l}
 \text{E.L.U} \left\{ \begin{array}{l} M_{t\max} = 10,74 \text{ kN.m} \\ M_{a \text{ int } \max} = 6,41 \text{ kN.m} \\ M_{a \text{ rive } \max} = 4,59 \text{ kN.m} \\ T_{\max} = 19,42 \text{ Kn} \end{array} \right. \quad \text{E.L.S} \left\{ \begin{array}{l} M_{t\max} = 7,76 \text{ kN.m} \\ M_{a \text{ int } \max} = 4,71 \text{ kN.m} \\ M_{a \text{ rive } \max} = 3,15 \text{ kN.m} \end{array} \right.
 \end{array}$$

IV.4.5. PLANCHE TERRASSE :

Le calcul se fait à l'E.L.U

TYPE 2



1. Partie AB :

$$M_{0 \text{ AB}} = \frac{Q_u l^2}{8} = 29,45 \text{ kN.m}$$

$$M_{0 \text{ BC}} = \frac{Q_u l^2}{8} = 12,26 \text{ kN.m}$$

CALCULE DE MOMENT OU POINT B :

$$L_1 \cdot M_A + 2(L_1 + L_2)M_B + L_C \cdot M_C = -6EI(\varphi_{Bg} + \varphi_{Bd})$$

AVEC :

$$M_A = M_C = -0,2M_{0AB} = -5,89 \text{ KN.m}$$

$$6EI(\varphi_{Bg} + \varphi_{Bd}) = 1/24QL^3 + 1/24QL^3$$

$$\text{Donc l'eq} = 20,5M_B = -277,84$$

$$M_B = -24,8 \text{ KN.m}$$

$$M_{tAB} = \frac{M_a + M_b}{2} + M_{0AB} = \frac{-5,89 - 24,8}{2} + 29,45 = 14,11 \text{ kN.m}$$

$$M_{tBC} = \frac{M_b + M_c}{2} + M_{0BC} = \frac{-24,8 - 5,89}{2} + 12,26 = 3,09 \text{ kN.m}$$

Calcul les réactions dues aux charges extérieures :

$$T_{AB} = \frac{Q_U \times L}{2} = \frac{6,13 \times 6,2}{2} = 19 \text{ KN}$$

$$T_{BC} = \frac{Q_U \times L}{2} = \frac{6,13 \times 4}{2} = 12,26 \text{ KN}$$

Les réactions dues aux moments appliqués aux niveaux des appuis :

$$T_{AB} = \frac{M_B}{L} = \frac{-3,8}{6,2} = -0,62 \text{ KN}$$

$$T_{BC} = \frac{M_B}{L} = \frac{-3,8}{4,05} = -0,94 \text{ KN}$$

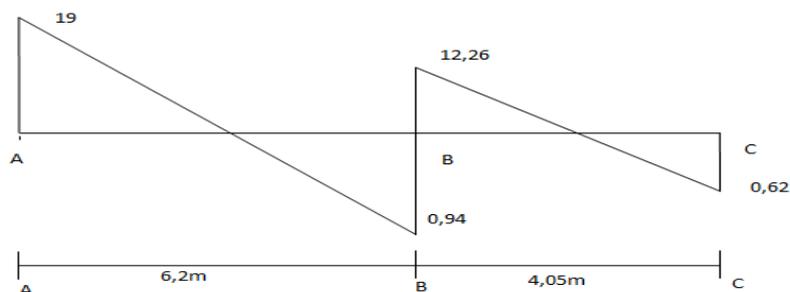


Figure IV.16. Diagramme des efforts tranchants

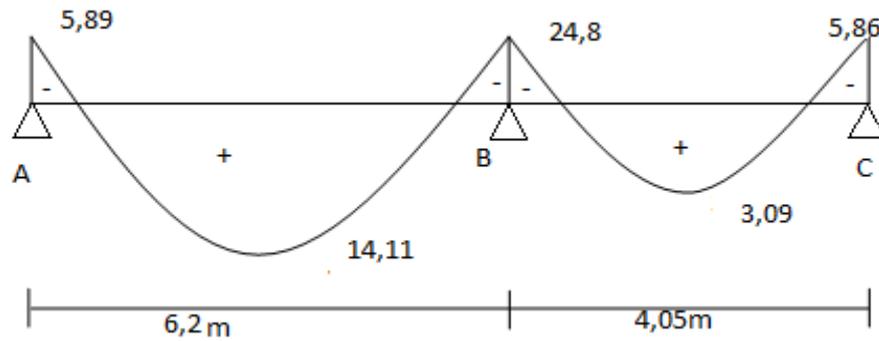
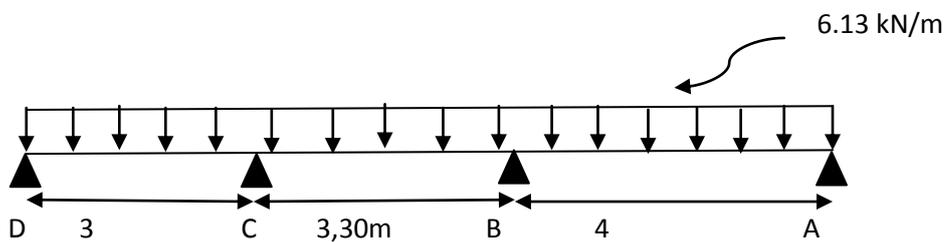


Figure IV.17 : Diagramme des moments



2. Partie AB :

$$M_{0\ AB} = \frac{Q_u l^2}{8} = 12,57 \text{ kN.m}$$

$$M_{0\ BC} = \frac{Q_u l^2}{8} = 10,21 \text{ kN.m}$$

$$M_{0\ CD} = \frac{Q_u l^2}{8} = 7,36 \text{ kN.m}$$

CALCULE DE MOMENT OU POINT B ET C:

$$L_1 \cdot M_A + 2(L_1 + L_2)M_B + L_C \cdot M_C = -6EI(\varphi_{Bg} + \varphi_{Bd})$$

AVEC :

$$M_A = M_D = 0,2M_{0\ AB} = 2,51$$

$$6EI(\varphi_{Bg} + \varphi_{Bd}) = 1/24QL^3 + 1/24QL^3$$

$$\text{Donc l'eq} = 2(L_1 + L_2)M_B + L_C \cdot M_C = -6EI(\varphi_{Bg} + \varphi_{Bd})$$

$$15,4M_B + 3,65M_C = -216,39 \dots\dots\dots 1$$

$$3,65M_B + 13,5M_C = -177,96 \dots\dots\dots 2$$

D'après 1 et 2 on a :

$$\begin{cases} 15,4M_B + 3,65M_C = -216,39 \\ 3,65M_B + 13,5M_C = -177,96 \end{cases}$$

$$M_B = -11,66 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -10,03 \text{ KN.m}$$

$$M_{tAB} = \frac{M_a + M_b}{2} + M_{0AB} = \frac{-2,51 - 11,66}{2} + 12,57 = 5,49 \text{ kN.m}$$

$$M_{tBC} = \frac{M_b + M_c}{2} + M_{0BC} = \frac{-11,66 - 10,03}{2} + 10,21 = 0,36 \text{ kN.m}$$

$$M_{tCD} = \frac{M_c + M_d}{2} + M_{0CD} = \frac{-10,03 - 2,51}{2} + 7,36 = 3,44 \text{ kN.m}$$

Calcul les réactions dues aux charges exterieures :

$$T_{AB} = \frac{Q_U \times L}{2} = \frac{6,13 \times 4,05}{2} = 12,41 \text{ KN}$$

$$T_{BC} = \frac{Q_U \times L}{2} = \frac{6,13 \times 3,65}{2} = 11,19 \text{ KN}$$

$$T_{BC} = \frac{Q_U \times L}{2} = \frac{6,13 \times 3,10}{2} = 9,5 \text{ KN}$$

Les réactions dues aux moments appliques aux niveaux des appuis :

$$T_{AB} = \frac{M_B}{L} = \frac{-1,66}{4,05} = -0,41 \text{ KN}$$

$$T_{BC} = \frac{M_B - M_C}{L} = \frac{-0,63}{3,65} = -0,17 \text{ KN}$$

$$T_{CD} = \frac{M_C}{L} = \frac{-1,03}{3,1} = -0,33 \text{ KN}$$

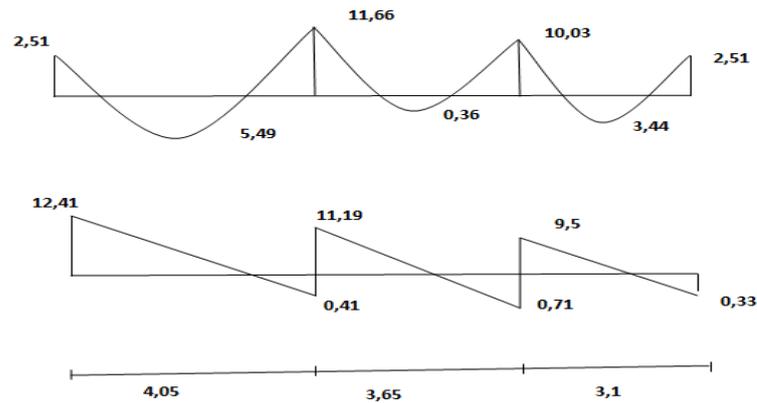


Figure IV.17 : Diagramme T et M.

Terrasse type 01 :

Le calcul se fait à l'E.L.U et à l'ELS

$$Q_u = 6,13 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{ser} = 4,47 \text{ KN/ml}$$

$$M_0^{AB} = \frac{Q_u L^2}{8} = 12,57 \text{ KN.M}$$

$$M_A = M_B = 0,2 M_0^{AB} = 2,51 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 M_0^{AB} = 10,68 \text{ KN.m}$$

$$T_W^{AB} = -T_E^{AB} = \frac{Q_u L}{2} = 12,24 \text{ KN}$$

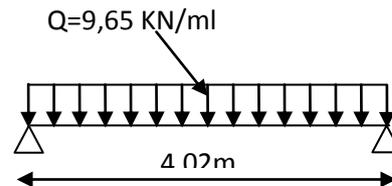
$$Q_{ser} = 4,47 \text{ KN/ml}$$

$$M_0^{AB} = \frac{Q_{ser} L^2}{8} = 9,16 \text{ KN.M}$$

$$M_t = 0,85 M_0^{AB} = 7,79 \text{ KN.m}$$

$$M_A = M_B = 0,2 M_0^{AB} = 1,83 \text{ KN.m}$$

$$T_W^{AB} = -T_E^{AB} = \frac{Q_{ser} L}{2} = 9,05 \text{ KN}$$



Plancher terrasse

Les sollicitations maximales de calcul sont:

$$\begin{array}{l}
 \text{E.L.U} \left\{ \begin{array}{l} M_{t\max} = 14,11 \text{ kN.m} \\ M_{\text{aint max}} = 24,15 \text{ kN.m} \\ M_{\text{arive max}} = 5,89 \text{ kN.m} \end{array} \right. \quad \text{E.L.S} \left\{ \begin{array}{l} M_{t\max} = 9,76 \text{ kN.m} \\ M_{\text{aint max}} = 15,34 \text{ kN.m} \\ M_{\text{arive max}} = 4,30 \text{ kN.m} \end{array} \right. \\
 T_{\max} = 19 \text{ kN}
 \end{array}$$

IV.5. Calcul du ferrailage :

IV.5.1. Calcul des armatures longitudinales à L'E.L.U:

a. En travée :

On calcule le moment de résistance de la table:

$$M_{tb} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{tb} = 65 \times 04 \times 14,17 \times \left(18 - \frac{4}{2} \right) \times 10^{-3} = 58,95 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(\max)} = 15,82 \text{ KN.m} < 58,95 \text{ KN.m}$$

– Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire $(b \times h_n) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$ soumise à soumise à

$$M_{t(\max)} = 16,57 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{16,57 \times 10^3}{14,17 \times (18)^2 \times 65} = 0,056 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,053 \rightarrow \beta = 0,971 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_{t\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{16,57 \times 10^3}{0,971 \times 18 \times 348} = 2,72 \text{ cm}^2$$

IV.5.2. Vérification de la condition de non fragilité (section en T):

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \times ht \times V'} \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{Avec : } I = b_0 \times \frac{ht^2}{3} + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{3} - [b_0 \times ht + (b - b_0) \times h_0] \times V'^2$$

$$V' = ht - V$$

$$V = \frac{b_0 \times h^2 + (b - b_0) \times h_0^2}{2[b_0 \times h + (b - b_0) \times h_0]}$$

$$V = \frac{12 \times (20)^2 + (65 - 12) \times (4)^2}{2[12 \times 20 + (65 - 12) \times 4]} = 6,25 \text{ cm}$$

$$I = 12 \times \frac{(20)^2}{3} + (65 - 12) \times \frac{4^3}{3} - [12 \times 20 + (65 - 12) \times 4] \times (6,25)^2 = 14925,60 \text{ cm}^4$$

$$V' = 20 - 6,25 = 13,75 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = \frac{14925,60}{0,81 \times 20 \times 13,75} \times \frac{2,1}{400} = 0,35 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ cal}} = 2,72 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,35 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée } A_s = 2,72 \text{ cm}^2$$

– On prend : 2T10 + 1T14 ; $A_s = 3,11 \text{ cm}^2$

b. Sur appuis:

– La section de calcul est une section rectangulaire de dimension $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$

– Sur appui intermédiaire (armatures supérieurs) :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{9,56 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,17} = 0,18 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,18 \rightarrow \beta = 0,90 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{9,56 \times 10^3}{0,90 \times 18 \times 348} = 1,75 \text{ cm}^2$$

c. Vérification de condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \times h_t \times V'} \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{14925,60}{0,81 \times 20 \times 6,25} \times \frac{2,1}{400} = 0,77 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ cal}} = 1,75 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,77 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée } A_s = 1,75 \text{ cm}^2$$

Le choix : .3T10 = 2.36 cm

1. Sur appui de rive :

La section calculée est une section rectangulaire de dimension $(12 \times 20) \text{ cm}^2$.

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{3,86 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,17} = 0,066 < \mu_1 = 0,66 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,066 \rightarrow \beta = 0,966 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3,86 \times 10^3}{0,966 \times 18 \times 348} = 0,60 \text{ cm}^2$$

– Condition de non fragilité (section en T) :

$$A_{\min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V' \times f_e} = \frac{14925,60 \times 2,10}{0,81 \times 20 \times 13,75 \times 400} = 0,35 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{s\text{ cal}} = 0,60\text{cm}^2 > A_{\text{min}} = 0,35\text{ cm}^2$; Condition vérifiée ; $A_s = 0.60\text{cm}^2$

On prend : 1T10 ; $A_s = 0,79\text{ cm}^2$

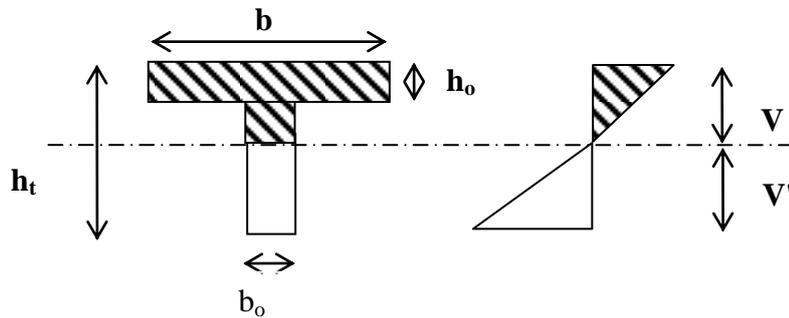


Figure IV.18 : Diagramme des contraintes à E.L.S.

IV.5.3. Vérification des contraintes à I.E.L.S:

$$M_{t(\text{ser})} = 11,96\text{KN.m}$$

Position de l'axe neutre:

Soit "y" la distance entre le centre de gravité de section homogène "s" et la fibre la plus comprimée.

$$\frac{b \times y^2}{2} + \eta \times A'(y - c') - \eta \times A \times (d - y) = 0$$

$$b=65\text{cm} ; \eta = 15 ; A'=0.$$

$$32,50 \times y^2 - 15 \times 1,57 \times (d - y) = 0$$

$$y=3,27\text{cm}$$

$y=3,27\text{cm}$ L'axe neutre tombe dans la table de compression.

$$I_G = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A'(y - c') + \eta A(d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} y^3 + \eta A(d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} (3,27)^3 + 15 \times 1,57 \times (18 - 3,27)^2 = 5867,30\text{cm}^4.$$

IV.5.4. Calcul des contraintes:

- Contrainte maximale dans béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I_G} \times y = \frac{11,96 \times 10^3}{5867,30} \times 3,27 = 6,29\text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15\text{MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 6,27 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ ————— Condition vérifiée.}$$

La fissuration non préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte maximale dans l'acier tendu.

– Contrainte de cisaillement (efforts tranchants):

$$T_{\max} = 30,49 \text{ KN.m}$$

$$\tau_{\mu} = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{30,49 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = 1,40 \text{ Pa.}$$

Fissuration non préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\mu} = 1,40 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \text{ ————— Condition vérifiée.}$$

IV .5.5. Calcul des armatures transversales A_t :

Le diamètre:

D'après le B.A.E.L 99 (A.5.1.23), on a :

$$\varphi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} [\text{mm}]; \frac{b_0}{10} [\text{mm}]; \varphi_L \right)$$

$$\varphi_t \leq \min \left(\frac{200}{35} [\text{mm}]; \frac{120}{10} [\text{mm}]; 100 \right)$$

$$\varphi_t \leq \min(5,71; 12; 10) = 5,71 \approx 6 \text{ mm} \text{ ————— } \varphi_t = 6 \text{ mm}$$

a. Calcule des espacements:

$$\left. \begin{array}{l} s_t \leq \min (0,9d; 40\text{cm}) \\ s_t \leq (16,20; 40\text{cm}) \end{array} \right\} s_t \leq 16,20 \text{ cm}$$

b. La section des armatures transversales:

$$\frac{A_t}{b_0 \times s_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u \times (h/2) - 0,3K \times f_{tj}^*}{0,9 \times (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$K=1$ (fissuration non préjudiciable).

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\left(\tau_u \times \left(\frac{h}{2} \right) \right) - (0,3k \times f_{tj})}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad (1)$$

$$k = 1 ; f_{tj} = 2,1 \text{ MPa} ; \alpha = 90^\circ \rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1 ; f_e = 235 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1,15$$

$$\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{T_u \left(\frac{h}{2}\right)}{b_0 d}$$

On calcul la valeur de l'effort tranchant $T_u \left(\frac{h}{2}\right)$ par la méthode des triangles semblables.

$$f_{ij}^* \min(1,2;3,3) = 1,2 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 90^\circ \rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$$

$$f_e = 235 \text{ MPa}; \gamma_s = 1,15.$$

$$\tau_u (h/2) = \frac{T_u(h/2)}{b_0 \times d}$$

Calcule la valeur de l'effort tranchant $T_u(h/2)$ par la méthode des triangles semblables.

$$\frac{T_{\max}}{X} = \frac{T_u \times (h/2)}{X - (h/2)} \Rightarrow T_u \times \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{T_{\max}[X - (h/2)]}{X}$$

– Calcule la distance X

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \times L}$$

$$X = \frac{3}{2} + \frac{3,51 - 1,31}{4,22 \times 3} = 1,67 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0,2}{2} = 0,1 \text{ m}$$

$$T_u \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{10,95 \times (1,67 - 0,1)}{1,67} = 10,29 \text{ kN}$$

$$\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{10,29 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = 0,48 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \left(\frac{h}{2}\right) = 0,48 \text{ MPa.}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times s_t \times \gamma_{ls}} \geq \frac{\tau_u \left(\frac{h}{2}\right) - 0,3K \times f_{ij}^*}{0,9 \times (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

D'après (1) :

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\text{cal}} \geq \frac{(0,48 - (0,3 \times 2,1)) \times 12 \times 1,15}{0,9 \times 235} = - 3,88 \times 10^{-2} \text{ cm} \quad (2)$$

- Pourcentage minimal des armatures transversales:

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u (h/2)}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right)$$

$$\frac{At \times fe}{b_0 \times s_t} \geq \max \left(\frac{0,50}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right) = 0,4 \text{ Mpa}$$

$$\left(\frac{At}{S_t} \right)_{\min} \geq \frac{0,4 \times b_0}{fe} = \frac{0,4 \times 12}{235} = 0,02 \text{ cm}$$

On prend le max entre $\left(\frac{At}{S_t} \right)_{\text{cal}}$ et $\left(\frac{At}{S_t} \right)_{\min}$

$$\left(\frac{At}{S_t} \right)_{\min} \geq 0,02 \text{ cm on prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

$$At \geq 0,02 \times 15 = 0,3 \text{ cm}^2$$

On prend aussi max $\left(\frac{At}{S_t} \right)_{\text{cal}}$ et $\left(\frac{At}{S_t} \right)_{\min}$

Le choix: $\{ 2\emptyset 6 = 0,57 \text{ cm}^2$

Zone nodale: $s_t \leq \min (10\emptyset_L; 15 \text{ cm}) \quad s_t \leq \min 10 \text{ cm}$

Zone courante: $s_t \leq 15 \text{ cm}$

Le choix: $\begin{cases} s_t = 10 \text{ cm} & \text{zone nodale} \\ s_t = 15 \text{ cm} & \text{zone courante} \end{cases}$

- Ancrage des armatures aux niveaux des appuis:

$$T_{\max} = 30,49 \text{ KN}$$

$$M_{\text{appui}} = 9,56 \text{ KN.m}$$

$$F_u = \frac{M_{\text{appui}}}{z} = \frac{M_{\text{appui}}}{0,9d} = \frac{9,56}{0,9 \times 18 \times 10^{-2}} = 61,05 \text{ kN}$$

$F_u = 61,05 \text{ kN} > T_u = 10,95 \text{ kN}$; Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

Compression de la bielle d'about:

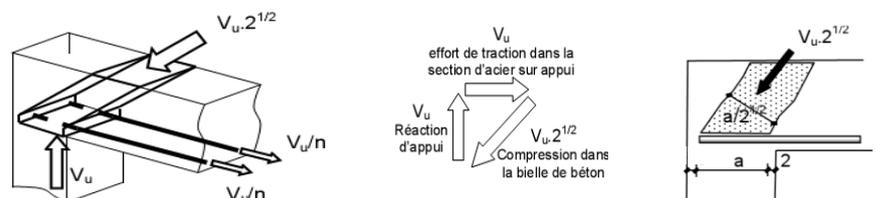


Figure IV.19 : Schéma de la bielle d'about.

- La contrainte de compression dans la biellette est de :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} ; \text{ Avec : } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{cases} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}$$

Où :

a : La longueur d'appui de la biellette.

$$\text{On doit avoir : } \bar{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la biellette est légèrement différente de 45°, donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab_0} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \times b_0 \times f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \times 10,95 \times 1,5}{0,8 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,013 \text{ m}$$

$$a = \min(a'; 0,9d) ; a' = c - c' - 2 ; c' = 2 \text{ cm} ; c = 45 \text{ cm}$$

a' : La largeur d'appui ;

c : La largeur de l'appui du poteau ;

c' : L'enrobage.

$$a' = 45 - 2 - 2 = 41 \text{ cm}$$

$$\alpha = \min(41\text{cm}; 16,2) = 16,20\text{cm} > 1,4\text{cm} \text{ ————— } \text{condition vérifiée.}$$

– Entraînement des armatures :

f.1) Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{\text{ser}} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} \leq \bar{\tau}_{\text{ser}} = \psi_s \times f_{t28}$$

ψ_s : Coefficient de cisaillement ; $\psi_s = 1,5$ pour H. A ;

T : L'effort tranchant maximum ; T = 10,95 kN ;

n : Nombre d'armatures longitudinales tendues ; n = 3 ;

μ : Périmètre d'armatures tendue ; $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1 = 3,14 \text{ cm}$

$$\tau_{\text{ser}} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{30,49 \times 10^3}{16,20 \times 3,14 \times 3 \times 10^2} = 0,71 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{\text{ser}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\text{ser}} = 0,71 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{\text{ser}} = 3,15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

Ancrage des armatures tendues :

La longueur de scellement droit « L_s » est la longueur qui ne doit pas avoir une barre droite de diamètre Φ pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_s .

Chapitre IV : Etudes des planchers

La contrainte d'adhérence τ_s est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$\tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,83} = 35,33 \text{ cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre secondaire ($b = 30 \text{ cm}$), on est obligés de courber les armatures d'une valeur « r » :

$$r = 5,5\Phi = 5,5 \times 1 = 5,5 \text{ cm}$$

f.3) Vérification de la flèche :

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{20}{330} = 0,060 > 0,045 ; \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \times M_{0,ser}} \Rightarrow \frac{20}{330} = 0,060 > \frac{3,65}{15 \times 5,74} = 0,042 ; \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{1,57}{12 \times 16,2} = 0,008 \leq \frac{3,60}{400} = 0,009 ; \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont vérifiées ; donc ne fait pas le calcul de la flèche.

Plancher RDC :

Tableau IV.9: Le tableau suivant représente le ferrailage des poutrelles dans les travées et les appuis (rives, intermédiaires).

	M_{max}	U	B	\acute{A} (cm)	A_{cal} (cm)	A_{min} (cm)	Choix
M t max	16,57	0.56	0.971	0	2.72	0.35	3T12=3,93
Ma int	9.56	0.18	0.90	0	1.75	0.77	3T10=2,36
Ma rive	3.86	0.066	0.966	0	0.6	0.35	1T10=0,79

Plancher 1er étage :

Tableau IV.10 : Le tableau suivant représente le ferrailage des poutrelles dans les travées et les appuis (rives, intermédiaires).

	M_{max}	M	B	\acute{A} (cm)	A_{cal} (cm)	A_{min} (cm)	Choix
M t max	12,36	0.037	0.9815	0	1.78	0.35	3T10=2.36
Maint	7,40	0.130	0.930	0	1.27	0.77	2T10=1.57
Ma rive	2.96	0.053	0.9725	0	0.49	0.35	1T10=0,79

Plancher étages courant :

Tableau IV.11 : Le tableau suivant représente le ferrailage des poutrelles dans la travée et les appuis (rive, intermédiaire).

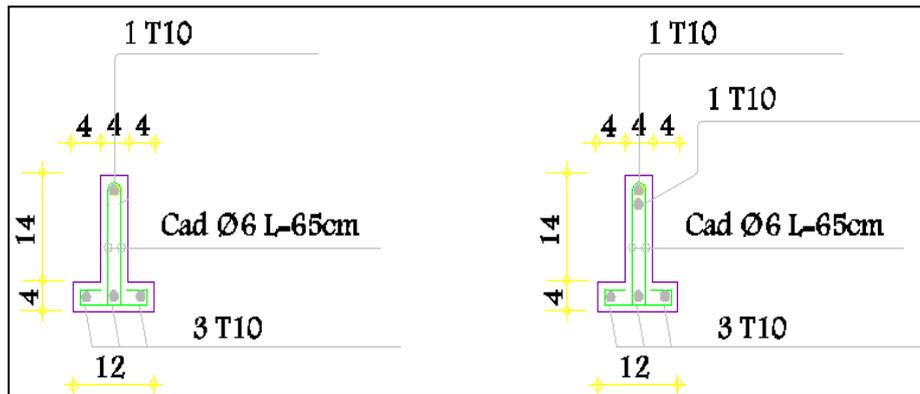
	M_{max}	M	B	\hat{A} (cm)	Acal(cm)	Amin (cm)	Choix
M t max	10,74	0.033	0.9835	0	1.59	0.35	3T10=2.36
Maint	6,41	0.12	0.936	0	1,09	0.77	2T10=1.57
Ma rive	4,59	0.046	0.976	0	0.42	0.35	1T10=0,79

Plancher terrasse :

Tableau IV.12 : Le tableau suivant représente le ferrailage des poutrelles dans la travée et les appuis (rive, intermédiaire).

	Mmax	M	B	\hat{A} (cm)	Acal(cm)	A _{min} (cm)	choix
Mt ma-x	14.11	0.0223	0.989	0	1.07	0.35	3T10=2.36
Maint	5,10	0.09	0.953	0	0,85	0.77	2T10=1.57
Ma rive	2.51	0.045	0.9765	0	0.42	0.35	1T10=0,79

Dessin de ferrailage des poutrelles :



Appuis de rive

Appuis intermédiaire

Figure IV.20 : Dessin de ferrailage des poutrelles des étages courants.

IV.6. Calcul le ferrailage de la dalle de compression :

La dalle doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, elle est armée d'un quadrillage des barres, les dimensions de la maille ne doivent pas dépasser :

20 cm (5.par m) pour les armatures perpendiculaire aux poutrelles.

33 cm (3.par m) pour les armatures parallèle aux poutrelles.

Section minimale des armatures perpendiculaire aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq 200/f_c \text{ (cm}^2\text{/ml) si } l \leq 50 \text{ cm}$$

$$A_{\perp} \geq 4l/f_e \quad (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{si} \quad 50\text{cm} \leq l \leq 80 \text{ cm}$$

Avec l : l'écartement entre axe des nervures

Section minimale des armatures parallèles aux poutrelles.

$$A_{//} \geq A_{\perp} / 2$$

$$L = 0,65 \text{ m}$$

$$F_e = 500 \text{ MPa}$$

$$50 \text{ cm} \leq l = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm} \rightarrow A_{\perp} \geq 4 \times 65 / 500 = 0,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend } A_{\perp} = 7\phi 5 = 1,37 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{//} \geq 1,41/2 = 0,71 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{on prend } A_{//} = 7\phi 5 = 1,37 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend un quadrillage de section $T_8\phi 5$ avec un espacement

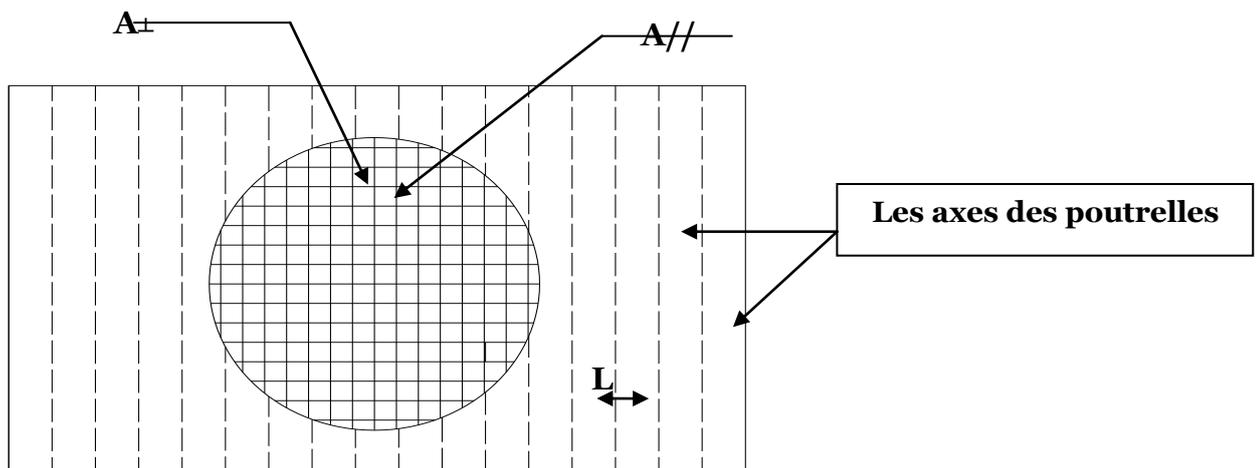


Figure IV.21 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression

Chapitre V

Etude sismique

V.1 introduction :

le séisme est le risque naturel majeur le plus dangereux et qui cause plus de dégâts, ce phénomène est l'une des manifestations inévitables de la tectonique des plaques qui expose certaines parties de la planète à un risque potentiel permanent .

Dans les régions sismiques, on doit réaliser des constructions dites parasismiques afin de minimiser les conséquences désastreuses de ce phénomène des séismes. Pour consolider les bâtiments on se base sur une étude dynamique des constructions agitées. Cette étude sismique nous permettra de réaliser des bâtiments pouvant résister à de tels phénomènes. Tout en satisfaisant les trois aspects essentiels qui sont : la résistance, l'aspect architectural et l'économie.

V.2 Etude dynamique:

L'analyse dynamique d'une structure représente une étape primordiale dans l'étude générale d'un ouvrage en Génie Civil dans une zone sismique, ou éventuellement soumis à des actions accidentelles (vent extrême, explosion.....).

La résolution de l'équation du mouvement d'une structure tridimensionnelle en vibrations libres ne peut se faire manuellement à cause du volume de calcul. L'utilisation d'un logiciel préétablie en se basant sur la méthode des éléments finis par exemple « SAP2000,ETABS, ROBOT... » Avec une modélisation adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.

Dans cette étude nous allons utiliser le logiciel ETABS version 9.7 .4.

V.3 Présentation du programme ETABS

ETABS est l'abréviation de « Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems », c'est un programme qui a reçu une grande réputation dans le monde et en Algérie. Ce logiciel est destiné à la conception et l'analyse des structures des ouvrages de génie civil de la catégorie bâtiments ; ces structures peuvent être réalisées en béton armé, en acier ou tout autre matériau que l'utilisateur choisi. ETABS a été élaboré aux Etats-Unis d'Amérique par la compagnie 'computers and structures Inc.Berkeley, California', sa première version date de l'année 1984, il a subi plusieurs améliorations. Parmi ces améliorations, le manuel du logiciel qui parle d'intégration de plusieurs techniques d'analyse et de divers règlements à travers le

monde ; il cite les codes de la communauté européenne connus par le terme « Eurocodes », les code du Mexique, du Canada, de l'Inde, etc.

V.4 Méthode de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques, ce calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

- Méthode équivalente statique.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Notre structure est implantée dans une zone IIa et le groupe d'usage 2 de plus la hauteur dépasse 23m donc la méthode équivalente statique est inapplicable.

La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme nécessite l'intervention d'un personnel qualifié, donc la méthode qui convient avec notre structure est la méthode d'analyse modale spectrale.

V.4.1. Méthode statique équivalente:

- Principe :

Dans cette méthode RPA propose de remplacer les forces réelles dynamique engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérées appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

V.4.2.Méthode d'analyse modale spectrale:

Peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas ou la méthode statique équivalente n'est pas permise. On utilise directement les spectres de dimensionnement puisque ce sont surtout les maximaux des réponses qui intéressent le concepteur et non la variation temporelle. Elle permet de simplifier les calculs. On procède alors à une analyse modale en étudiant un certain nombre de modes propres de la structure.

V.4 .3 le choix de la méthode de calcul :

Pour l'évaluation des forces sismiques, on utilise le logiciel « ETABS» qui contient différentes méthodes de calcul sismique (Response Spectrum Function; Time History Fonction...) Pour notre cas, on a choisi « Response Spectrum Fonction» qui est basée sur la

méthode dynamique modale spectrale, la méthode prend en compte la réponse de la structure suivant les modes déterminés en se basant sur les hypothèses suivantes:

- Masse supposée concentrée au niveau des nœuds principaux (nœud maître).
- Seuls les déplacements horizontaux sont pris en compte.
- Les planchers et les fondations sont considérés rigides dans leur plan.
- Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation massique soit au moins égale à 90%.

➤ **Conditions à vérifier :**

Dans cette étude dynamique on doit s'assurer que :

1) la période dynamique T_{dyn} ne doit pas être supérieure à la majoration de 30% de la période statique fondamentale T_{sta} :

$$T_{dyn} < 1,3 T_{sta}$$

2) la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante de la force sismique déterminée par la méthode statique équivalente :

$$V_{dx} > 80\% V_{st}$$

$$V_{dy} > 80\% V_{st}$$

3) les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq \overline{\delta}_k \text{ avec : } \delta_k = R \delta_{ek}$$

- R : Coefficient de comportement
- δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effort de torsion)
- $\overline{\delta}_k$: Déplacement admissible (égale à 1% h_e)

4) Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « K » :

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « K »

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « K » par rapport à « K-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « K » :

- Si $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur : $1/1 - \theta_k$;
- Si $\theta_k > 0,20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

5) le facteur de participation massique dépasse 90 % : $\sum \bar{\alpha}_i \geq 90\%$:

$$\bar{\alpha}_i = \frac{\left(\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki} \right)^2}{\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki}^2} \times \frac{1}{\sum_{K=1}^n W_K}$$

Le logiciel ETABS peut déterminer directement les valeurs de coefficients de participation massiques.

6) la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité ; cette distance doit être très petite afin d'éviter des efforts de torsion élevés.

V.4 .4. Principe de la méthode d'analyse modale spectrale :

Le principe de cette méthode est de rechercher, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets qu'engendrent les forces sismiques dans la structure, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets seront combinés pour avoir la réponse de la structure.

La méthode la plus couramment employée pour le calcul dynamique des structures sont basées sur l'utilisation de spectre de réponse.

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Pour la détermination de la fonction du spectre de réponse, on utilise le programme « spectre RPA » qui permet de donner les valeurs du spectre de réponse en fonction des périodes.

V.4 .4 .1. Détermination des paramètres du spectre de réponse:

Coefficient d'accélération A:

- Zone(III) D'après la classification sismique de wilaya d'Alger (RPA 99)
- Groupe d'usage 2 puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.

Alors d'après les deux critères précédents on obtient **A=0.25**

Coefficient de comportement global de la structure R :

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 R.P.A99/v2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du R.P.A99/2003

Dans notre structure on a un portique mixte par des voiles en béton armé.

Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R=4**

Facteur de qualité Q :

Q : le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- 1-Conditions minimales sur les files de contreventement.
- 2-redondance en plan.
- 3-régularité en élévation.
- 4-régularité en plan
- 5-contrôle de qualité de matériaux.

6-contrôle de qualité de l'exécution.

Sens longitudinal : $Q = 1 + \sum Pq = 1 + (0,00 + 0,00 + 0,00 + 0,05 + 0,05 + 0,10) = 1,20$.

Sens transversal = $1 + \sum Pq = 1 + (0,00 + 0,00 + 0,00 + 0,05 + 0,05 + 0,10) = 1,20$.

□ □ Facteur de correction d'amortissement "η":

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0,7 \dots$$

Formule 4.3 : RPA 99 0,7 $\xi \geq 27$ OÙ ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi = 10$ % pour Portiques en béton armé avec un remplissage dense

Donc : $\eta = \sqrt{7 / (2 + 10)} = 0,764 \geq 0,7 \Rightarrow \eta = 0,764$.

Période T1 et T2 du site considéré:

$$\begin{cases} T_1 = 0,15. \\ T_2 = 0,40. \end{cases}$$

Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant (RPA99)

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & \text{si } 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & \text{si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{si } T_2 \leq T \leq 3,0\text{sec} \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{T_2}{3,0} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & \text{si } T > 3,0\text{sec} \end{cases}$$

T : Période fondamentale de la structure

Sa /g : Accélération spectrale

g : Accélération de la pesanteur = 9,81m /s²

a. Caractéristiques de l'ouvrage :

Zone III

Groupe 2 : ouvrages courants et d'importance moyenne

Site S3 : T1= 0,15 s et T2=0,4 s

Système de contreventement : R=4

Coefficient d'accélération de la zone A=0,25

Facteur de qualité $Q=1,2$

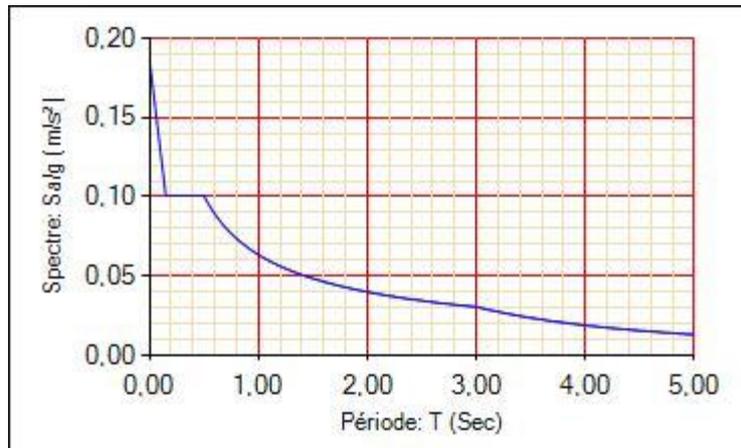


Figure V.1: Diagramme de spectre de réponse

➤ **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

La formule empirique :

$$T = C_t h_N^{3/4}$$

h : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_t : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

Il est donné par le **tableau 4.6 du RPA99/v2003 page 31**.

$$T = C_T \cdot h_n^{3/4} \quad \text{Ou : } \begin{cases} h_n = 30,07m \\ C_T = 0,050. \end{cases}$$

$$T = 0,05 * (30,07)^{3/4} \rightarrow T = 0,64 \text{ s}$$

➤ **Facteur d'amplification Dynamique moyen "D" :**

D : facteur d'amplification dynamique moyen en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et du période fondamentale de la structure.

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \text{Si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{Si } T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3,0}\right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3,0}{T}\right)^{5/3} & \text{Si } T > 3,0 \text{ sec} \end{cases}$$

(T_1, T_2) : Période caractéristique associée la catégorie du sol : (Tableau 4.7)

On a un sol ferme site 2 donc : $T_1 = 0,15$ sec et $T_2 = 0,4$ sec

On a : $T_2 \leq T \leq 3$ s $\rightarrow 0,4 \leq 0,64 \leq 3$

$$\rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0,764 \times \left(\frac{0,4}{0,64}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,40$$

➤ **Poids total de la structure W :**

Tableau V. 1 : Poids de la structure

Niveau	W(t)
8	392,3699
7	394,1057
6	400,245
5	403,5527
4	407,7084
3	407,7084
2	411,0488
1	410,1708
RDC	594,5084
TOTAL	3821,4181

V.6 Vérifications :

V.6.1 Vérification des forces sismiques : ($V_{dy} > 80\% V_{st}$) :

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée Successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule 4.1 des RPA99/Version 2003 :

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$$

$$V_{st} = \frac{0,25 \times 1,4 \times 1,2 \times 3821,4181}{4} = 401,25 \text{ t}$$

Les valeurs de la force sismique obtenue après l'analyse dynamique de l'ETABS :

Forces sismiques	V_{dx} (t)	V_{dy} (t)
	422.37	397.33

$V_{dx} = 422.37 \text{ t} > 80 \% V_{st} = 320.99 \text{ t}$ condition vérifiée.

$V_{dy} = 397.33 \text{ t} > 80 \% V_{st} = 320.99 \text{ t}$ Condition vérifiée.

V.6 .2. Vérification de la période fondamentale :

$$\left\{ \begin{array}{l} T = C_t \times H^{3/4} = 0,05 \times 30,07^{3/4} = 0,64 \\ T_x = \frac{0,09 \times H_n}{\sqrt{D_x}} = \frac{0,09 \times 30,07}{\sqrt{26,95}} = 0,52 \\ T_y = \frac{0,09 \times H_n}{\sqrt{D_y}} = \frac{0,09 \times 30,07}{\sqrt{21,75}} = 0,58 \end{array} \right. \rightarrow \begin{cases} T_x = 0,52 \\ T_y = 0,58 \end{cases}$$

La valeur de la période du premier mode obtenu après l'analyse dynamique : $T_{dyn} = 0,6517 \text{ s}$

sens	Trpa(s)	Tetabs	1,3*Trpa	Observation
X	0,52	0,651799	0,676	Cv
y	0,58	0,651799	0,754	cv

V.6 .3 Vérification des facteurs de participation massique :

Tableau V. 2 : Facteur de participation massique

Mode	Periode	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	0,651799	60,4129	0,1293	0	62,185	0,344
2	0,610172	0,1426	64,3681	0	63,261	64,807
3	0,500045	0,2368	0,0046	0	70,238	66,766
4	0,159116	0,0003	15,1204	0	84,502	66,772
5	0,137635	19,0963	0	0	85,499	70,454
6	0,135917	0,051	0	0	85,676	85,167
7	0,127719	0,1115	0	0	90,693	85,168
8	0,126922	0,2305	0	0	90,962	85,191

9	0,117228	0,0001	0,2262	0	92,863	85,563
10	0,094446	0,0004	0	0	92,974	91,839
11	0,073441	0,0013	5,7338	0	94,476	91,844

Conclusion : on constate que plus de 60% de la masse a participé dans le mouvement sismique en premier mode qu'en deuxième mode, ce qui implique une translation dans les deux premiers modes.

Sens transversal :

$$\Sigma\alpha_y = 94.467\% > 90\% \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Sens longitudinal :

$$\Sigma\alpha_x = 91.844\% > 90\% \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

V.6 .4 Les déplacements latéraux inter- étage :

Tableau V. 3 : Les déplacements latéraux inter-étage.

Niveau	Déplacement maximum (m)	
	Sens x	Sens y
9	0,014005395	0,010407689
8	0,014005256	0,010807388
7	0,013605317	0,011207069
6	0,013220317	0,011621115
5	0,01240645	0,01160679
4	0,010407345	0,010407001
3	0,007993067	0,009194242
2	0,005612488	0,006410519
1	0,0008	0,0012

Selon le Rpa99/2003 (l'article 5.10), concernant les déplacements latéraux inter étages. La formule ci-dessous doit être vérifiée :

$$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta}$$

$$\Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

Avec :

$\bar{\Delta} = 0.01h_e$, et h_e : la hauteur de l'étage.

$$\rightarrow \Delta_x^k = R \Delta_{ex}^k \text{ et } \Delta_y^k = R \Delta_{ey}^k$$

$$\Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1} \text{ et } \Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$$

Δ_{ex}^k : correspond au déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens x

δ_{ex}^k : le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k dans le sens x (idem dans le sens y, δ_{ey}^k).

R : coefficient de comportement global de la structure, R= 4

Tableau V. 4 : Vérifications des déplacements latéraux inter-étage

UX	UY	$\delta_{_ek}$	$\delta_{_k}=\delta_{_ek}.R$	$\Delta_{_k}$	0,01*he	observation
0,023	0,0008	0,023014	0,092055635	0,014005	0,0322	cv
0,0195	0,0007	0,019513	0,07805024	0,014005	0,0322	cv
0,016	0,0006	0,016011	0,064044984	0,013605	0,0322	cv
0,0126	0,0005	0,01261	0,050439667	0,01322	0,0322	cv
0,0093	0,0003	0,009305	0,03721935	0,012406	0,0322	cv
0,0062	0,0002	0,006203	0,0248129	0,010407	0,0322	cv
0,0036	0,0001	0,003601	0,014405554	0,007993	0,0322	cv
0,0016	0,0001	0,001603	0,006412488	0,005612	0,0322	cv
0,0002	0	0,0002	0,0008	0,0008	0,0322	cv

UX	UY	$\delta_{_ek}$	$\delta_{_k}=\delta_{_ek}.R$	$\Delta_{_k}$	0,01*he	observation
0,0008	0,0207	0,020715	0,082861813	0,010408	0,0322	cv
0,0007	0,0181	0,018114	0,072454123	0,010807	0,0322	cv
0,0006	0,0154	0,015412	0,061646736	0,011207	0,0322	cv

0,0005	0,0126	0,01261	0,050439667	0,011621	0,0322	cv
0,0003	0,0097	0,009705	0,038818552	0,011607	0,0322	cv
0,0002	0,0068	0,006803	0,027211762	0,010407	0,0322	cv
0,0001	0,0042	0,004201	0,016804761	0,009194	0,0322	cv
0,0001	0,0019	0,001903	0,007610519	0,006411	0,0322	cv
0	0,0003	0,0003	0,0012	0,0012	0,0322	cv

V.6 .5 Justification vis à vis de l'effet P-Δ :

L'effet de P-Δ est négligé quand il s'agit d'une hauteur de bâtiment peu importante.

V.6 .6 Vérification de la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité :

L'excentricité accidentelle

L'excentricité est la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de torsion.

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes rigides dans leur plan, le RPA99/Version2003 (art4.3.7) préconise de prendre en compte à chaque niveau et dans chaque direction une excentricité accidentelle par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

5% de la plus grande dimension du bâtiment à chaque niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion).

L'excentricité théorique résultant des plans.

- L'excentricité théorique :

$$e_x = | X_G - X_{ct} |$$

$$e_y = | Y_G - Y_{ct} |$$

Tableau V.5 : L'excentricité.

plancher	W étage (t)	Centre de masse		Centre de torsion		Excentricité	
		x _G	y _G	X _{CR}	Y _{CR}	e _x	e _y
8	392,3699	15,261	8,338	15,082	7,853	0,179	0,485
7	394,1057	15,250	8,291	15,149	7,879	0,101	0,412
6	400,245	15,213	8,334	15,261	7,918	0,048	0,416
5	403,5527	15,208	8,334	15,400	7,970	0,192	0,364
4	407,7084	15,202	8,332	15,557	8,040	0,355	0,292
3	407,7084	15,202	8,332	15,715	8,129	0,513	0,203
2	411,0488	15,187	8,320	15,800	8,257	0,613	0,063
1	410,1708	15,242	8,333	15,489	8,541	0,247	0,208
RDC	594,5084	13,052	10,498	13,844	10,717	0,792	0,219
Total	3821,4181						

Chapitre VI

Ferraillage des portiques

VI.1 Introduction :

L'étude sous charge verticales et horizontales, nous permet de déterminer tous les efforts qui sollicitent les éléments (poteaux et poutres) dans les différents nœuds et travées. Le logiciel ETABS a été utilisé pour déterminer les sollicitations, ce qui permettra le calcul des portiques.

VI.1.1 Les combinaisons de calcul :

Les combinaisons des actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont donnée ci-dessous, les éléments de la structure doivent être ferrailés par les combinaisons des charges sur la base des règlements BAEL 91 et RPA 99/2003.

$$\begin{aligned} & \bullet \text{ Poutres : } \left\{ \begin{array}{l} \text{Sollicitations du 1ier genre (BAEL 91) : } 1,35G + 1,5Q \\ \text{Sollicitations du 2ème genre (RPA 99/2003) : } \begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases} \end{array} \right. \\ & \bullet \text{ Poteaux : } \left\{ \begin{array}{l} \text{Sollicitations du 1ier genre (BAEL 91) : } 1,35G + 1,5Q \\ \text{Sollicitations du 2ème genre (RPA 99/2003) : } \begin{cases} G + Q \pm 1,2E \\ G + Q \pm E \end{cases} \end{array} \right. \end{aligned}$$

Avec :

G : Charges permanentes ;

Q : Charges

d'exploitation ;

E : Effort sismique

VI.2 Ferrailage des poutres :

Méthode de calcul :

En cas général, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant. Par conséquent le calcul doit se faire en flexion composée, mais l'effort normal dans les poutres est très faible donc on fait le calcul en flexion simple.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1^{er} et du 2^{ème} genre.

- sollicitation du 1^{er} genre $S_{p1} = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp1}

- sollicitation du 2^{ème} genre $\left\{ \begin{array}{l} S_{p2} = 0,8G \pm E. \Rightarrow \text{Moment correspondant } M_{sp2} \\ S_{p2} = G+Q \pm E. \end{array} \right.$

- Si $M_{sp1}/M_{sp2} < 1,15$ on détermine les armatures sous S_{p2} .
- Si $M_{sp1}/M_{sp2} > 1,15$ on détermine les armatures sous S_{p1} .

Dans le calcul relatif au « ELU » on introduit des coefficients de sécurités (γ_s, γ_b)

Pour situation accidentelle : $\gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa}$.

$$\gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa}$$

Pour les autres cas : $\gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa}$.

$$\gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa}$$

Les armatures longitudinales :

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

- Section d'armature minimale : $A_{min} = 0,5\% bh_t$.
- Section d'armature maximale: $A_{max1} = 4\% bh_t$. (Zone courante)
- $A_{max2} = 6\% bh_t$. (Zone de recouvrement).

Le diamètre minimum est de 12 mm

La longueur minimale des recouvrements est de 50ϕ en zone III

1) Sens longitudinal : « poutre secondaire » :

1.1) Armatures longitudinales :

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on a

	b (cm)	h (cm)	Section (cm ²)
$A_{min} = 0,5\% b.h_t$	30	35	5.25
$A_{max1} = 4\% b.h_t$	30	35	42

$A_{\max 2} = 6\% b.h_t$	30	35	63

-Sens transversal : « poutre principale » :

2.1) Armature longitudinale :

On présente un seul exemple de calcul pour un seul niveau et les résultats des autres niveaux seront donnés dans un tableau.

	b (cm)	h (cm)	Section (cm ²)
$A_{\min} = 0,5\% b.h_t$	30	55	8,25
$A_{\max 1} = 4\% b.h_t$	30	55	66
$A_{\max 2} = 6\% b.h_t$	30	55	99

Exemple de calcul :

Poutre de rive : (R.D.C.).

- **En appuis :**

$$(S_{p1}) \Rightarrow M_{asp1} = 52,53 \text{ KN.m}$$

$$(S_{p2}) \Rightarrow M_{asp2} = 51,53 \text{ KN.m}$$

$$\frac{Ma_{sp1}}{Ma_{sp2}} = 1,19 > 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (S_{p1})$$

Données :

- Largeur de la poutre $b=30$ cm.
- Hauteur de la section $h_t=55$ cm.
- Hauteur utile des aciers tendus $d=0.9xh_t = 49,50$ cm.
- Contrainte des aciers utilisés $f_e=400$ Mpa.
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28}=25$ Mpa.
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28}=2,1$ MPa.
- Fissuration peu préjudiciable.

Tableau VI.1 : Représente le ferrailage en appuis du plancher R.D.C

Moment ultime M_u	M_u (KN.m)	51,63KN.m	$\mu=0,05<0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu=M_u/(bxd^2xf_{bc})$	0,050	
Etat limite de compression du béton	$\mu_1=0,392$	$\mu<\mu_1$	
Coefficient β		0,974	
Section d'aciers A_s	$M_u / (\sigma_s x \beta x d)$	3,07 cm ²	

Donc on prend : **3T14+ 3T12** ce qui nous donne **A = 8,01** cm²

- **En travée :**

$$(S_{p1}) \Rightarrow M_{tsp1}=138,79\text{KN.m}$$

$$(S_{p2}) \Rightarrow M_{tsp2}=281,54\text{KN.m}$$

$$\frac{M_{t_{sp1}}}{M_{t_{sp2}}}=0,49>1,15 \text{ donc le calcul se fait sous } (S_{p2})$$

Tableau VI.6 : représente le ferrailage en traves du plancher R.D.C

Moment ultime M_u	M_a	141,3 KN.m	$\mu=0,27<\mu_1=0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu=M_a/(bxd^2xf_{bc})$	0,27	
Etat limite de compression du béton	$\mu_1=0,392$	$\mu<\mu_1$	
Coefficient β		0,839	
Section d'aciers A_s	$M_a / (\sigma_s x \beta x d)$	19,48 cm ²	

Donc on prend : **3T20+ 3T16** ce qui nous donne **A = 20,76** cm²

Les vérifications :

-Sens transversal : « poutre principale»

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,5\% b \cdot h_t = (0,5 \times 30 \times 55) / 100 = 8,25 \text{ cm}^2 \text{ (sur toute la section)}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = T / (b \times d) = 61,79 \times 10 / (30 \times 49,5) = 0,42 \text{ Mpa} \\ \text{Contrainte tangente admissible : } \tau_u = \overline{\tau_u} = \min (0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ Mpa.} \end{array} \right.$$

$$\tau_u = 0,42 < \overline{\tau_u} = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement (les cadres seront perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre).

Calcul les armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \phi_l)$$

$$\Phi_t \leq \min (15,71 ; 30 ; 8) \text{ mm}$$

$$\text{On adopte : } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

Calculs de L'espacement:

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) \\ S_t \leq \min (44,55 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) \end{array} \right.$$

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min (h/4 ; 12\phi_l ; 30 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (13,75 \text{ cm} ; 9,6 \text{ cm} ; 30 \text{ cm})$$

$$\text{Zone courante: } S_t \leq h/2.$$

$$S_t \leq 27,5 \text{ cm.}$$

$$\text{Zone nodale : } S_t = 10 \text{ cm.}$$

$$\text{Zone courante : } S_t = 15 \text{ cm.}$$

La section des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b \cdot s_t} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3k \cdot f_{ij}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots \dots \dots (*)$$

$k=1$ (flexion simple et fissuration non préjudiciable)

$$f_{ij}^* = \min(2,1 ; 3,3 \text{ Mpa}) = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$\alpha=90^\circ \Rightarrow \sin\alpha + \cos\alpha = 1$$

$$F_e = 235 \text{ Mpa} ; \gamma_s = 1,15$$

$$(*) \Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right) \geq \frac{(0,42 - 0,3 \cdot 1,2 \cdot 1) 30}{0,9 \cdot 1,15 \cdot \frac{235}{1,15}} = 0,034 \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$$

-Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} \geq \max\left(\frac{0,84}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right) = 0,42 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\min} \geq \frac{0,165 \times b}{f_e} = \frac{0,42 \times 30}{235} = 0,053 \text{ cm} \dots\dots\dots (2)$$

De (1) et (2) : on prend : $S_t = 15 \text{ cm}$

$$D'où: A_t \geq 0,572 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T_{\max} = 61,79 \text{ KN} ; M_{\text{app}} = 51,63 \text{ KN.m}$$

$$\delta_u = M_{\text{app}} / Z = 51,63 / 0,9 \times 55 \times 10^{-2} = 104,30 \text{ KN} > 61,79 \text{ KN}$$

Les armatures longitudinales ne sont pas soumises à un effort de traction.

-Compression de la bielle d'about :

La contrainte de compression dans la biellette est :

$$\bar{\sigma}_b = F_b / S \quad \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \text{ (l'état d'équilibre)} \\ S = a \times b / \sqrt{2} \end{cases}$$

d'où: $\bar{\sigma}_b = 2T / ab$

a : longueur d'appuis de la biellette

On doit avoir $\bar{\sigma}_b < f_{c28} / \gamma_b$, mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différentes de 45° donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,8f_{c28} / \gamma_b$$

$$2T/ab \leq 0,8f_{c28} / \gamma_b$$

$$a \geq 2 \times 61,79 \times 1,5 / (0,8 \times 30 \times 25 \times 10) = 0,031 \text{ m} = 3,1 \text{ cm}$$

$$a' = b - 4 = 30 - 4 = 26 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9d) = 26 \text{ cm.}$$

$a = 26 \text{ cm} > 3,1 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

Entraînement des armatures :

Vérification des contraintes d'adhérence :

$$\tau_{\text{user}} = T / 0,9d \cdot \mu \cdot n \leq \bar{\tau}_{\text{user}} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

ψ_s : coefficient de scellement $\psi_s = 1,5$ pour H.A

T : Effort tranchant max T = 61,79 kN

n : Nombre des armatures longitudinaux tendus n = 6

μ : Périmètre d'armature tendu $\mu = \pi \phi = 3,14 \times 1,4 = 4,396 \text{ cm}$

$$\tau_{\text{user}} = 61,79 \times 10^3 / 0,9 \times 49,5 \times 4,398 \times 6 \times 10^2 = 0,53 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_{\text{user}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

$\tau_{\text{user}} = 0,53 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{\text{user}} = 3,15 \text{ Mpa}$condition vérifiée

Ancrage des armatures tendues :

$$\tau_s = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 0,6(1,5)^2 2,1 = 2,83 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit $l_s = \phi f_c / 4 \tau_s$

Avec ϕ : diamètre d'une barre

$$L_s = 1,4 \times 400 / (4 \times 2,835) = 49,38 \text{ cm}$$

Cette longueur dépassée la largeur de la poutre « 30 cm » donc il faut courber les barres avec un rayon u:

$$r = 5,5 \phi = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm}$$

Calcul des crochets :

Crochets courants angle de 90°

$$L_2 = d - (c + \phi / 2 + r) ; \quad \text{Profondeur utile } d = 45 \text{ cm.}$$

$$L_1 \geq \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87}$$

$$\begin{aligned} \phi_L = 1,2 \text{ cm} & \quad ; \quad L_2 = 24,3 \text{ cm} & \quad ; \quad L_1 = 4,44 \text{ cm} \\ \phi_L = 1,4 \text{ cm} & \quad ; \quad L_2 = 23,3 \text{ cm} & \quad ; \quad L_1 = 5,13 \text{ cm} \\ \phi_L = 1,6 \text{ cm} & \quad ; \quad L_2 = 22,3 \text{ cm} & \quad ; \quad L_1 = 5,51 \text{ cm} \end{aligned}$$

La longueur de recouvrement :

D'après le R.P.A 99 (version 2003), la longueur minimale de recouvrement est de

50 ϕ en zone III

$$\phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow l = 70 \text{ cm}$$

$$\phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow l = 60 \text{ cm}$$

Vérification des contraintes (ELS) :

$$M_{ser} = 35,72 \text{ KN.m} \quad A = 9,24 \text{ cm}^2$$

1-position de l'axe neutre :

$$by^2/2 + n.A (d-y) = 0 \Leftrightarrow 15y^2 + 138,6y - 6860,7 = 0 \Rightarrow y = 17,26 \text{ cm}$$

2-moment d'inertie :

$$I = by^3/3 + n.A (d-y)^2 = 195482,13 \text{ cm}^4$$

3- contrainte maximal dans le béton comprimée σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K. y = \frac{M_{ser}}{I_g} \cdot y = \frac{35,72 \times 10^3}{195482,13} \cdot 17,26 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,15 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Sens longitudinal : « poutre principale (30x55) cm² »

Poutre de rive :

Tableau VI.1 : tableau récapitulatifs des ferrillages des poutres .

Niveau	section	Moments (KN.m)		A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		Msp1	Msp2			

1 ^{ER} ETAGE	Travée	138,79	281,54	8,25	19,48	3T25+3T16=20,76
	Appuis	52,53	51,54		3,07	3T14+3T14=9,24
ETAGE COURANTE	Travée	180,07	332,84	8,25	24,12	3T25+3T20=24,15
	Appuis	47,48	65,83		3,95	3T14+3T14=9,24
TERRASE	Travée	158,73	104,12		10,05	3T14+3T16=10,65
	Appuis	48,75	58,9	8,25	3,52	3T14+3T14=9,24

Poutre intermédiaire :

Tab VI. 2 Récapitulatif du ferrailage des différents niveaux :

Niveau	section	Moments (KN.m)		A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		Msp1	Msp2			
1 ^{ER} ETAGE	Travée	138,79	71,36	8,25	8,68	3T14+3T14=9,24
	Appuis	264,7	134,8		18,05	3T25+3T14=19,35
ETAGE COURANTE	Travée	180,07	92,65	8,25	11,56	3T16+3T16=12,06
	Appuis	308,47	157,52		21,86	3T25+3T20=24,15
TERRASE	Travée	158,74	74,85		10,05	3T16+3T14=10,65
	Appuis	264,23	132,25	8,25	18,02	3T20+3T20=18,84

2-Sens transversal : « poutre secondaire (30x35) cm² »

Armature longitudinale :

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter on a :

$A_{min} = 0,5\% b h t = 0,5 \times 30 \times 35 / 100 = 5,25 \text{ cm}^2$ (sur toute la section)

Poutre de rive :

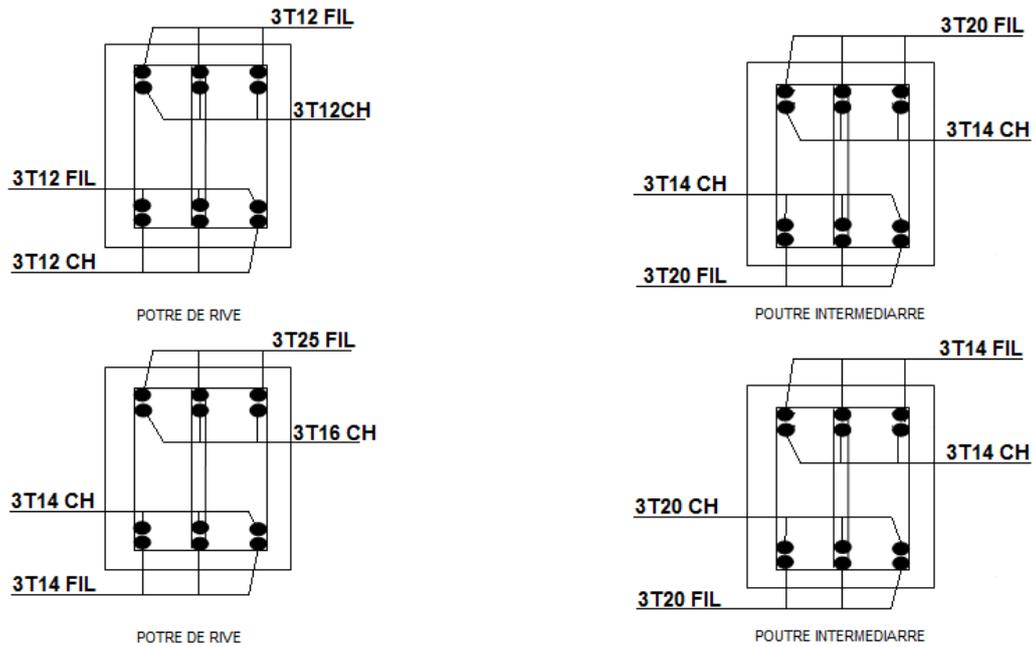
Tab VI. 3 : récapitulatif du ferrailage des différents niveaux

Niveau	section	Moments (KN.m)		A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		Msp1	Msp2			
1 ^{ER} ETAGE	Travée	44,35	20,50	5,25	4,28	3T12+3T12=6,78
	Appuis	52,53	24,66		5,13	3T12+3T12=6,78
ETAGE COURANTE	Travée	43,63	20,14	5,25	4,21	3T12+3T12=6,78
	Appuis	50,93	23,91		4,97	3T12+3T12=6,78
TERRASE	Travée	40,04	18,98		3,84	3T12+3T12=6,78
	Appuis	48,75	23,72	5,25	4,74	3T12+3T12=6,78

Poutre d'intermediaire :

Tab. VI. 4 récapitulatif du ferrailage des différents niveaux

Niveau	section	Moments (KN.m)		A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		Msp1	Msp2			
1 ^{ER} ETAGE	Travée	19,45	9,56	5,25	8,68	3T14+3T14=9,24
	Appuis	32,96	16,90		18,05	3T20+3T20=18,84
ETAGE COURANTE	Travée	43,63	20,14	5,25	11,56	3T16+3T16=12,03
	Appuis	50,93	23,91		21,86	3T25+3T20=24,15
TERRASE	Travée	40,04	18,98		10,05	3T16+3T14=12,06
	Appuis	48,75	23,72	5,25	18,02	3T20+3T20=18,84



Schema de ferrailage des poutres

VI.3. Ferrailage des poteaux :

VI.3.1. Méthode de calcul :

En général, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion, un effort normal et un effort tranchant, le calcul doit se faire en flexion composée. La section des armatures doit être égale au maximum des sections données par les 6 combinaisons suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Premier genre : } 1,35G + 1,5Q \Rightarrow \begin{cases} N_{max} ; M_{correspondant} \rightarrow A_1 \\ N_{min} ; M_{correspondant} \rightarrow A_2 \\ M_{max} ; N_{correspondant} \rightarrow A_3 \end{cases} \\ \text{Deuxième genre : } \begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm 1,2E \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{max} ; M_{correspondant} \rightarrow A_4 \\ N_{min} ; M_{correspondant} \rightarrow A_5 \\ M_{max} ; N_{correspondant} \rightarrow A_6 \end{cases} \end{array} \right.$$

Dans le calcul relatif aux ELU, on introduit des coefficients de sécurité γ_s ; γ_b :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Situation accidentelle : } \begin{cases} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa} \end{cases} \\ \text{Situation normale : } \begin{cases} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa} \end{cases} \end{array} \right.$$

VI.3.2 Ferrailage exigé par le RPA 99/2003 :

- Les armatures longitudinales doivent être haute adhérences droites et sans crochet ;

- Le pourcentage minimale des aciers sur toute la longueur sera de 0,9% (zone III) ;
- Le pourcentage minimale des aciers sur toute la longueur sera de 0,4% en zone courante, 0,6% en zone de recouvrement ;
- Le diamètre minimum est de 12 mm ;
- La longueur minimale des recouvrements est de : 40ϕ en zone I et II
 50ϕ en zone III
- Le distance dans les barres verticales dans une face du poteau no doit pas dépasser 20 cm en zone III.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieure des zones nodales.

On fait un seul exemple de calcul, pour un seul niveau et les résultats des calculs des autres niveaux donnés dans des tableaux.

Le tableau suivant donne les sections minimale et maximale imposée par le RPA 99/2003zone III .

Tab. VI . 5 Armatures minimales et maximales pour les poteaux

Type de poteaux	$A_{MIN} = 0,9\% \times S$	$A_{MAX 1} = 4\%b \times h_t$	$A_{MAX 2} = 6\%b \times h_t$
Type 1 (45x 45 cm²)	18,225	81	121,5
Type 2 (40 x40 cm²)	14,4	64	96
Type 3 (35 x 35 cm²)	11,025	49	73,5

VI.3.3 Exemple de calcul :

VI.3.3.1 Les sollicitations défavorables :

Le tableau suivant donne les sollicitations défavorables du premier genre, l'unité est de [KN.m]:

Tab. VI. 6 Sollicitations du premier genre.

Etages		Type 1 (50x 50 cm ²)	Type 2 (45 x45 cm ²)	Type 3 (35 x 35 cm ²)
Combinaison				
A		1683,46	1247,68	407,37
		49,95	43,79	49,68
B		414,69	287,35	73,27

		0,54	22,97	0,3
C		32,19	32,50	33,34
		1662,82	1233,26	396,33

Le tableau suivant donne les sollicitations défavorables du deuxième genre, l'unité est de [KN.m]:

Tab. VI. 7 Sollicitations du deuxième genre.

Etages		Type 1 (50x 50 cm ²)	Type 2 (45 x45 cm ²)	Type 3 (35 x 35 cm ²)
Combinaison				
A		1550,85	831,26	237,28
		26,75	29,27	49,03
B		961,75	493,51	27,50
		16,90	22,47	21,31
C		46,68	53,16	48,52
		507,02	57,21	40,47

VI.3.3.2. Calcul d'un poteau :

Un seul poteau de type 1 sera calculé en détail, les résultats des autres poteaux seront notés dans un tableau.

Données :

- Enrobage : $c = 2,5 \text{ cm}$;
- Hauteur utile des aciers tendus : $d = h - c$;
- Contrainte des aciers utilisés : $F_e = 400 \text{ MPA}$;
- Contrainte du béton à 28 jours : $F_{C28} = 25 \text{ MPA}$;
- Contrainte limite du béton: $F_{t28} = 2,1 \text{ MPA}$;
- Fissuration peu préjudiciable.

Méthode de calcul :

1. On détermine le centre de pression puis le moment :

$$\begin{cases} e = \frac{M}{N} \\ M_u = N_u \left(d - \frac{H_t}{2} + e \right) \end{cases}$$

2. On vérifie si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81f_{bc} \times b \times H \\ M_u \leq N_u \times d \times \left(\frac{1 - 0,514N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases}$$

Si les conditions sont vérifiées, alors la section est surabondante et les armatures ne sont pas nécessaires ($A = A' = 0$)

3. Sinon, on calcul la section des armatures :

$$\begin{cases} \mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \\ A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} \\ A_{sl} = A_s - \frac{N_u}{\sigma_s} \end{cases}$$

4. On calcul la section des armatures minimale, puis on choisit la plus grande section calculée précédemment :

$$\begin{cases} A_{min} = 0,7\% \times b \times H_T \\ A_{adoptée} = \max\{A_1 ; A_2 ; \dots ; A_{min}\} \end{cases}$$

$$N_{\max} = 1683,46 \text{ KN} \quad M_{\text{corresp}} = 49,95 \text{ KN.m}$$

1. Détermination le centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{49,95}{1683,46} = 0,030$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 1683,46 \left(0,425 - \frac{0,45}{2} + 0,030 \right) = 286,19 \text{ KN.m}$$

2. Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81f_{bc} \cdot b \cdot H \\ M_u \leq N_u \cdot d \cdot \left(1 - 0,514N_u / b \cdot d \cdot f_{bc} \right) \end{cases} \begin{cases} N_u = 1683,46 \text{ KN} < 30311,82 \text{ KN} \quad CV \\ M_u = 286,19 \text{ KN.m} < 1656,26 \text{ KN.m} \quad CV \end{cases}$$

Chapitre VI : ferrailage des portiques

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_1=A'_1=0$).

$$N_{\min} = 414,69 \text{ KN} \quad M_{\text{corresp}} = 0,54 \text{ KN.m}$$

1. Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 0.001 \text{ m}$$

$$Mu = Nu \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 414,69 \left(0,425 - \frac{0,45}{2} + 0.001 \right) = 82,52 \text{ KN.m}$$

2. Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} Nu \leq 0,81 fbc \cdot b \cdot H \\ Mu \leq Nu \cdot d \left(1 - 0,514 Nu / b \cdot d \cdot fbc \right) \end{cases} \begin{cases} Nu = 414,69 \text{ KN} < 30311,82 \text{ KN} \quad CV \\ Mu = 82,52 \text{ KN.m} < 100,5 \text{ KN.m} \quad CV \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_2=A'_2=0$).

$$N_{\text{co}} = 1662,82 \text{ KN} \quad M_{\text{max}} = 32,19 \text{ KN.m}$$

1. Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 0.019 \text{ m}$$

$$Mu = Nu \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 1662,82 \left(0,425 - \frac{0,45}{2} + 0.019 \right) = 300,97 \text{ KN.m}$$

2. Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} Nu \leq 0,81 fbc \cdot b \cdot H \\ Mu \leq Nu \cdot d \left(1 - 0,514 Nu / b \cdot d \cdot fbc \right) \end{cases} \begin{cases} Nu = 1662,82 \text{ KN} < 30311,82 \text{ KN} \quad CV \\ Mu = 300,97 \text{ KN.m} < 1615,89 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_3=A'_3=0$).

3. Combinaisons du 2eme genre :

$$M_{\text{max}} = 26,75 \text{ KN.m} \quad N_{\text{corresp}} = 1550,85 \text{ KN}$$

1. Détermination le centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = 0.017 \text{ m}$$

$$Mu = Nu \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 1550,85 \left(0,425 - \frac{0,45}{2} + 0,017 \right) = 283,81 \text{ KN.m}$$

2. Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} Nu \leq 0,81 fbc \cdot b \cdot H \\ Mu \leq Nu \cdot d \left(1 - 0,514 Nu / b \cdot d \cdot fbc \right) \end{cases} \quad \begin{cases} Nu = 1550,85 \text{ KN} < 30311,82 \text{ KN} & CV \\ Mu = 283,81 \text{ KN.m} < 1405,6 \text{ KN.m} & CV \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ($A_4=A'_4=0$).

$$N_{\max} = 961,75 \text{ KN} \quad M_{\text{corresp}} = 16,90 \text{ KN.m}$$

1. Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 0,018 \text{ m}$$

$$Mu = Nu \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 961,75 \left(0,425 - \frac{0,45}{2} + 0,018 \right) = 175,04 \text{ KN.m}$$

2. Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} Nu \leq 0,81 fbc \cdot b \cdot H \\ Mu \leq Nu \cdot d \left(1 - 0,514 Nu / b \cdot d \cdot fbc \right) \end{cases} \quad \begin{cases} Nu = 961,75 \text{ KN} < 30311,82 \text{ KN} & CV \\ Mu = 175,04 \text{ KN.m} < 540,56 \text{ KN.m} & CV \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ($A_5=A'_5=0$).

$$N_{\min} = 507,02 \text{ KN} \quad M_{\text{corresp}} = 46,68 \text{ KN.m}$$

1. Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 0,092 \text{ m}$$

$$Mu = Nu \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 507,02 \left(0,425 - \frac{0,45}{2} + 0,092 \right) = 54,76 \text{ KN.m}$$

2. Vérification si la section est surabondante :

Chapitre VI : ferrailage des portiques

$$\begin{cases} Nu \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot H \\ Mu \leq Nu \cdot d (1 - 0,514 Nu / b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{cases} \quad \begin{cases} Nu = 507,02 \text{ KN} < 30311,82 \text{ KN} \quad CV \\ Mu = 54,76 \text{ KN.m} < 150,24 \text{ KN.m} \quad CV \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ($A_s = A'_s = 0$).

VI.3.3.3 Calcul la section des armatures :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{54,76 \times 10^3}{45 \times 40,5^2 \times 14,17} = 0,052 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,052 \rightarrow \beta = 0,973$; β est tirée du tableau.

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} - \frac{N_u}{\sigma_s} = \frac{54,76 \times 10^3}{0,973 \times 40,5 \times 348} - \frac{507,02}{348} = 2,54 \text{ cm}^2$$

Section adoptée :

$$A_{min} = 0,008 \times 50 \times 50 = 20 \text{ cm}^2$$

$$A_{adopté} = \max(A_1, A_2, A_3, A_4, A_5, A_6, A_{min}) = \max(0, 0, 0, 0, 0, 0, 18,23) \\ = 20 \text{ cm}^2$$

Tab. VI . 8 Ferrailage des poteaux

Niveaux	Combi s.	1 ^{er} genre		Aca l (cm ²)	2 ^{eme} genr e		Acal (cm ²)	Amin (cm ²)	Aadoptée (cm ²)
		N _U (KN)	M _C (KN .m)		N _U (KN)	M _C (KN. m)			
45x45	(a)	1683,4 6	49,95	0	1550,85	26,75	0	18,2 3	4T20+4T16 A=20.63 cm ²
	(b)	414,6 9	2,54		961,75	16,90			
	(c)	1662, 82	32,19		507,02	46,68			
40x40	(a)	1247, 68	43,79		831,26	29,27			

	(b)	287,3 5	22,97	0	493,51	22,47	0	14,4	4T16+4T16 A=16,08cm ²
	(c)	1233,2 6	32,50	7,3 8	53,61	53,61	6,81		
	(a)	407,3 7	49,68	0	237,28	49,03	0	11,0 2	4T14+4T14 A=12,32cm ²
	(b)	73,27	2,03	1,7 5	27,5	21,31	0,72		
	(c)	396,33	33,34	6,1 2	40,47	48,52	4,72		

VI.3.3.4. Vérifications de la contrainte de cisaillement :

Le poteau le plus sollicité est de type 1 (45 x 45 cm²).

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{119,65 \times 10}{45 \times 42,5} = 0,62 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$; Fissuration préjudiciable

$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0,62 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$; Condition vérifiée

Il n y a pas de risque de cisaillement.

VI.3.3.5 Calcul des armatures transversales :

Le calcul des armatures transversales se fait suivant les directives données par l'article 7.4.2.2 du RPA 99/2003.

1. Le diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t = \frac{\Phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm}$$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_l \times f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul ;

h_l : Hauteur totale de la section brute ;

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ;

ρ_a : Coefficient correcteur égale à : 2,5 si $\lambda_g > 5$
 3,75 si $\lambda_g > 5$

S_t : Espacement des armatures transversales.

2. L'espacement :

D'après le RPA 99/2003 on a :

{ Zone nodale : $S_t \leq \min\{10\Phi_l ; 15 \text{ cm}\} = 15 \text{ cm} \rightarrow$ On prend $S_t = 10 \text{ cm}$
 { Zone courante : $S_t \leq 15\Phi_l = 24 \text{ cm} \rightarrow$ On prend $S_t = 15 \text{ cm}$

3. Calcul de l'élancement géométrique :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0,7L_0}{b} = \frac{0,7 \times 3,96}{0,45} = 6,16 \geq 5 \rightarrow \rho_a = 2,5$$

Donc :

$$A_t = \frac{S_t \times \rho_a \times V_u}{h_l \times f_e} = \frac{15 \times 2,5 \times 119,65}{45 \times 235} = 0,42 \text{ cm}^2$$

4. Quantité d'armatures transversales minimales : $A_t/T \times b$ en % est donné comme suit :

$$\lambda_g > 5 \rightarrow 0,3\%$$

Alors :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone nodale : } A_t = 0,3\% \times 10 \times 45 = 1,35 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,3\% \times 15 \times 45 = 2,025 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} A_t = 10\Phi 8 = 5,03 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 10 \text{ cm} \end{array} \right.$$

5. Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max\{\tau_u = 0,026 ; 0,4 \text{ MPa}\} = 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow A_t \geq \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e} = 0,85 \text{ cm}^2$$

$< 2,25 \text{ cm}^2 ;$ Condition vérifiée

6. Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteau proprement dit, et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure suivante :

$$\left\{ h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6} ; b ; h ; 60 \text{ cm} \right\} = \max \{ 51 \text{ cm} ; 45 \text{ cm} ; 45 \text{ cm} ; 60 \text{ cm} \} = 60 \text{ cm} \right.$$

$$L' = 2h = 100 \text{ cm}$$

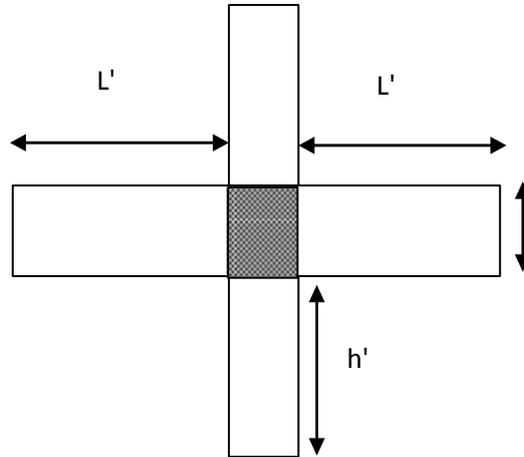


Fig VI.3 : Zone nodale.

(RDC → 2^{eme} étage)

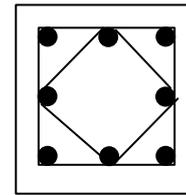
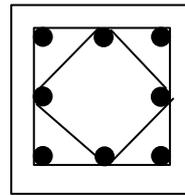
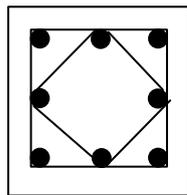
(3^{eme} → 5^{eme} étage)

(6^{eme} → 8^{eme} étage)

(45x45)

(40x40)

(35x35)



4T20+4T16

4T16+4T16

4T14+4T14

Fig. VI. 3 Dessin de ferrailages des sections des poteaux

Chapitre VII

Ferraillage des voiles

VII. Etude Des Voiles

VII.1 Introduction :

Le voile ou mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction. Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités. Pour cette structure, la hauteur est de 3,96 m, à cet effet l'épaisseur du voile sera prise en appliquant la formule suivante : $e = h_e/25 = 396/25 = 15,84 \text{ cm}$, l'épaisseur des voiles a été prise égale à 20 cm.

Les voiles sont des éléments verticaux ayant deux dimensions grandes par rapport à l'épaisseur, ainsi tout poteau «allongé » de longueur supérieure à cinq fois son épaisseur est considéré comme un voile.

VII.2 Le système de contreventement :

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux actions climatiques et géologiques, dans cette construction, le système de contreventement est mixte (voile - portique), il est conseillé en zone sismiques car il a une capacité de résistance satisfaisante.

Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structure qui obéissent à des lois de comportement différentes de l'interaction portique-voile, naissent des forces qui peuvent changées de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'à ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacement. Par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure.

1. Conception :

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (torsion) ;
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher) ;

- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

2. Calcul :

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique - voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

VII.3 Le principe de calcul :

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable selon les combinaisons suivantes :

- $G + Q \pm E$; Vérification du béton ;
- $0,8G + E$; Calcul des aciers de flexion.

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode de contraintes et vérifier selon le règlement RPA 99/2003.

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- Armatures verticales ;
- Armatures horizontales (parallèles aux faces des murs) ;
- Armatures transversales.

1. La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la RDM) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \frac{\sigma}{1,15} = \frac{0,85.f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

Avec :

N : effort normal appliqué ;

M : moment fléchissant appliqué ;

A : section du voile ;

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée ;

I : moment d'inertie.

2. Etude d'un bâtiment (RDC+8étages)

On distingue 3 cas :

- Premier cas :
 $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$; La section du voile est entièrement comprimée « pas de zone tendue ».

La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 99/2003 : $A_{min} = 0,15 \times a \times L$

- Deuxième cas :
 $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$; La section du voile est entièrement tendue « pas de zone comprimée ». On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

F^t/f_e ; On compare A_v par la section minimale exigée par le RPA 99/2003 :

$A_v =$

- Si : $A_v < A_{min} = 0,15\% \times a \times L$, on ferraille avec la section minimale ;
- Si : $A_v > A_{min}$, on ferraille avec A_v .

- Troisième cas :
 $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ Sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

3. Armatures verticale :

Ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le RPA exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton. Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

4. Armatures horizontales :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément du mur limité par des ouvertures, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales données comme suit : •
Globalement dans la section du voile 0,15% ;

- En zone courante 0,10%.

5. Armatures transversales :

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m² au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieure ou égal à 12 mm
Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètres de 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieure ou égal à 20 mm et de 8 mm dans le cas contraire.

6. Armatures de coutures :

L'effort tranchant doit être repris par des aciers de coutures tout au long des joints de reprise de coulage, leur section est donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} \\ T = 1,4V_u \end{cases}$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

VII.3 Ferrailage des voiles :

1er

$$A = 0.2 \text{ m}^2$$

$$V = 1,16 \text{ m}$$

$$I = 0.11 \text{ m}^4$$

$$0,8G + EY :$$

$$N = 833,51 \text{ KN}$$

$$M = 5,43 \text{ KN.m}$$

$$V_u = 143,33 \text{ Kn}$$

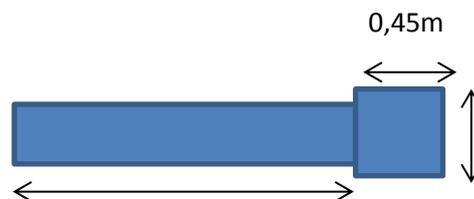


Fig. VII.1. Schéma du voile + poteaux

1. Détermination des contraintes :

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} = \frac{833,51}{0,20} + \frac{5,43 \times 1,16}{0,11} = 4224,76 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I} = \frac{833,51}{0,20} - \frac{5,43 \times 1,16}{0,11} = 4110,29 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

On est dans le 1^{er} cas, $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$, La section du voile est entièrement comprimée « pas de zone tendue ». La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 99/2003 :

$$A_{min} = 0,15 \times a \times L.$$

VII.3.1 Calcul des armatures verticales :

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on à :

$$A_{min} = 0,15\% .a.L$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre (L = 1 m)

$$A_{min} = 0,15\% \times a \times 1 \text{ m} = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

1. Le diamètre :

$$D \leq 1/10 \times a \text{ (mm)}$$

$$D \leq (1/10) \times 200$$

$$D \leq 20 \text{ mm}$$

On adopte : D= 12 mm

2. L'espacement:

Selon le BAEL 91, on à :

$$St \leq \min \{2.a ; 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{40 ; 33 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots (1).$$

Salon le R.P.A 99 (version 2003) on à:

$$St \leq \min \{1,5 \times a ; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{30 ; 30 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots (2).$$

$$3 \text{ Donc : } St \leq \min \{St_{BAEL} ; St_{R.P.A 99}\}$$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 20 cm.

Le choix de la section des armatures verticales est **5T12 = 5.65 cm²/ml**.

VII.3.2 Calcul des armatures horizontales :

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit **5T12 = 5,65 cm²/ml** avec un espacement de 20 cm.

VII.3.3 Calcul des armatures transversales :

D'après le D.T.R-B.C-2.42 et le BAEL 91, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de 4/m² au moins; on prend donc **6φ8 par m²**.

VII.3.4 Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b :

-Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b :

On calcul la contrainte de cisaillement $\tau_b = \frac{\overline{T}}{a.L}$

Avec : $\overline{T} = 1,4 T_{cal}$ l'effort tranchant de calcul majoré de 40%

a : Epaisseur du voile

L : longueur du voile

Cette contrainte est limitée par : $\overline{\tau} = 0,05.f_{c28} = 1,25$ MPa

$$\tau = \frac{T}{a.L} = \frac{148,33 \cdot 1,4}{0,23,75} = 0,65$$

$\tau_b = 0,65$ MPa < $0,05f_{c28} = 1,25$ MPacondition vérifiée

VII.4 Disposition des armatures :

VII.4.1 armatures verticales :

-Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures verticales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur.

-La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur ni 33 cm. Selon le BAEL 91, et ne doit pas dépasser 1.5 de l'épaisseur du mur ni 30 cm selon le R.P.A 99 (version 2003).

- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm

On a $St=20\text{ cm} \rightarrow St/2 = 10\text{ cm} \leq 20\text{ cm} \dots\dots$ **Condition. Vérifiée.**

$L=100\text{cm} \rightarrow L/10 = 10\text{cm}$.

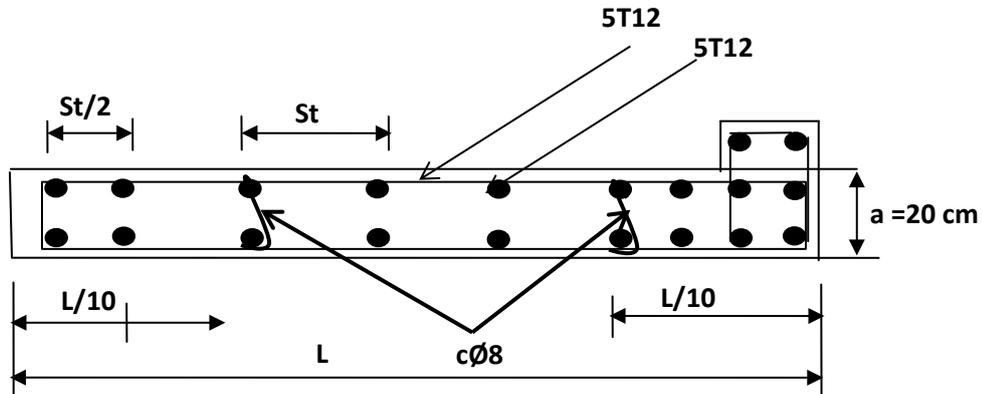


Fig VII. 2 Coupes transversales de voile.

VII.4.2 Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur.

Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures horizontales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur $St \leq \min(1.5a; 30\text{ cm})$.

-Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

VII.4.3 Armatures transversales:

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur

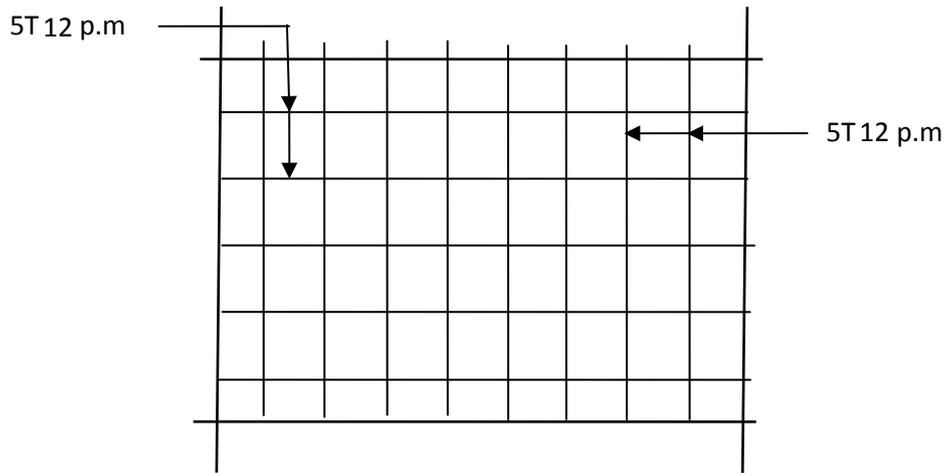


Fig. VII. 3 Vue de face de voile

VII.4 : Ferrailage des voiles :

2em cas

$A = 1,15 \text{ m}^2$

$I = 0,84 \text{ m}^4$

$V = 2,3 \text{ m}$

$0,8G + EY :$

$N = 1133,51 \text{ KN}$

$M = 74,31 \text{ KN.m}$

$V_u = 414,43 \text{ Kn}$

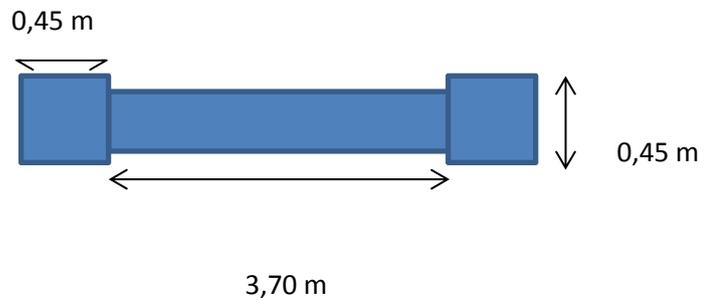


Fig. VII. 4 Schéma du voile +2 poteaux

1. Détermination des contraintes :

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} = \frac{1133,51}{1,15} + \frac{74,31 \times 2,3}{0,84} = 1189,13 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I} = \frac{1133,51}{1,15} - \frac{74,31 \times 2,3}{0,84} = 782,19 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

On est dans le 1^{er} cas, $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$, La section du voile est entièrement comprimée « pas de zone tendue ». La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 99/2003 :

$$A_{min} = 0,15 \times a \times L.$$

VII.5.1 Calcul des armatures verticales :

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on à :

$$A_{min} = 0.15\% .a.L$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre (L = 1 m)

$$A_{min} = 0,15\% \times a \times 1 \text{ m} = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

3. Le diamètre :

$$D \leq 1/10 \times a \text{ (mm)}$$

$$D \leq (1/10) \times 200$$

$$D \leq 20 \text{ mm}$$

On adopte : D= 12 mm

4. L'espacement:

Selon le BAEL 91, on à :

$$St \leq \min \{ 2.a ; 33 \text{ cm} \}$$

$$St \leq \min \{ 40 ; 33 \text{ cm} \} \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots (1).$$

Salon le R.P.A 99 (version 2003) on à:

$$St \leq \min \{ 1,5 \times a ; 30 \text{ cm} \}$$

$$St \leq \min \{ 30 ; 30 \text{ cm} \} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots (2).$$

$$3 \text{ Donc : } St \leq \min \{ St_{BAEL} ; St_{R.P.A 99} \}$$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 20 cm.

Le choix de la section des armatures verticales est **5T12 = 5,65cm²/ml.**

VII.5.2 Calcul des armatures horizontales :

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit

5T12 = 5.65 cm²/ml avec un espacement de 20 cm.

VII.5.3 calcul des armatures transversales :

D'après le D.T.R-B.C-2.42 et le BAEL 91, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de 4/m² au moins; on prend donc **6φ8 par m²**.

VII.5.4 Vérification de la contrainte de cisaillement :

↳ BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{414,43 \times 10}{20 \times 0,9 \times (396)} = 0,58 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$; Fissuration préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,58 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$; Condition vérifiée

↳ RPA 99/2003 :

$$\tau_b = 1,4 \frac{T}{b \times d} = \frac{1,4 \times 414,43 \times 10}{20 \times 0,9 \times (396)} = 0,81 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 0,81 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$; Condition vérifiée

Donc pas de risque de cisaillement

VII.6 Disposition des armatures :

VII.6.1 Armatures verticales :

-Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures verticales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur.

-La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur ni 33 cm. Selon le BAEL 91, et ne doit pas dépasser 1.5 de l'épaisseur du mur ni 30 cm selon le R.P.A 99 (version 2003).

- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm

On a $St=20 \text{ cm} \rightarrow St/2 = 10 \text{ cm} < 20 \text{ cm} \dots\dots$ Condition Vérifié

$L=355\text{cm} \rightarrow L/10 = 35.5\text{cm}$.

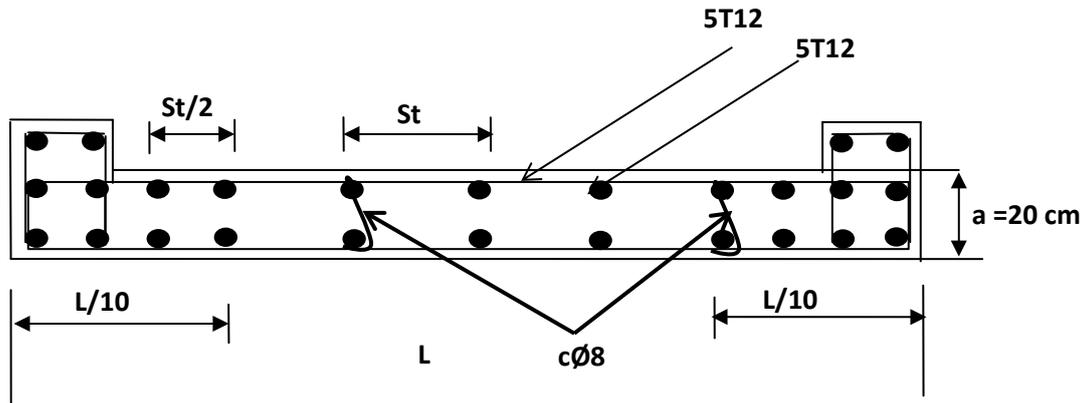


Fig. VII. 5 Disposition des armatures verticales dans les voiles.

VII.6.2 Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur.

Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures horizontales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur $St \leq \min (1.5a; 30 \text{ cm})$.

-Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

VII.6.3 Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

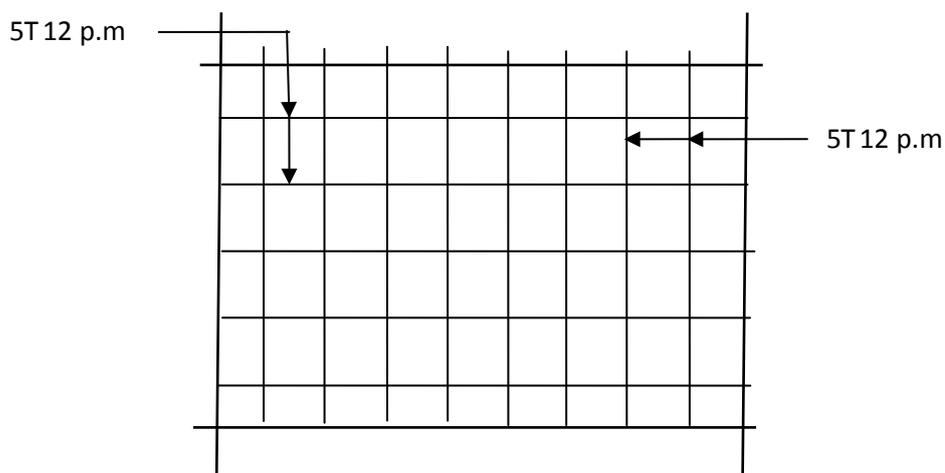


Fig. VII.6 Disposition du ferrailage du voile

Chapitre IIX

Etude de
l'infrastructure

Chapitre IIX : Etude de l'infrastructure

IIX.1. Etude du voile périphérique :

IIX.1.1. Introduction :

Afin de donner plus de rigidité à la partie RDC de la construction et une capacité de reprendre les efforts de poussée des terres à ce niveau, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique armé d'un double quadrillage d'armatures.

D'après le R.P.A 99 (version 2003), le voile doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L'épaisseur $\geq 15\text{cm}$.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimal des armatures est de $0,1\%$ dans les deux sens (horizontal et vertical).

On fait le calcul pour une bande de 1 m largeur :

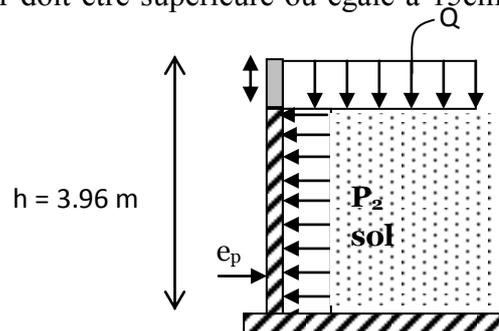
- Q : surcharge d'exploitation $Q = 1,5\text{KN/m}^2$.
- γ : Poids volumique de la terre $\gamma = 17\text{KN/m}^3$
- φ : Angle de frottement interne du sol $\varphi = 35^\circ$
- K_a : Coefficient de poussée des terres $K_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

$$K_a' = K_a / \cos(\beta - \lambda) \quad \text{avec} \quad (\beta = \lambda = 0^\circ)$$

$$K_a' = K_a = \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{35^\circ}{2}\right) = \text{tg}^2(27,5^\circ) = 0,271$$

IIX.1.2 le Dimensionnement :

D'après le R.P.A 99 (version 2003); l'épaisseur doit être supérieure ou égale à 15cm.
On adopte : $e_p = 20\text{cm}$.



IIX.1.3 Calcul des charges :

a- Poussée des terres :

$$p_1 = k_a \cdot \gamma \cdot h \text{ avec : } \begin{cases} P_1 : \text{poussée des terres.} \\ \gamma : \text{poids spécifique des terres} \\ h : \text{hauteur du voile.} \end{cases}$$

$$p_1 = 0,271 \cdot 17,3 = 13,8 \text{ KN/ml}$$

b- Poussée supplémentaire due à la surcharge :

$$p_2 = K'_a \cdot q \cdot h = 0,271 \cdot 1,5 \cdot 3 = 1,22 \text{ KN/ml.}$$

Le diagramme des pressions correspondant à P_2 est alors un rectangle de hauteur h et de base $K'_a \cdot q$, et la résultante P_2 passe au milieu de la hauteur du mur.

C - La charge pondérée :

$$Q = 1,35P_1 + 1,5 P_2 = 27,04 \text{ KN/ml.}$$

IIX.1.4 Calcul du ferrailage :

L'étude se fait pour le cas d'une dalle uniformément chargée.

$$L_x = 4,05 - 0,50 = 3,55 \text{ m.}$$

$$L_y = 6,68 - 0,5 = 6,18 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{3,55}{6,18} = 0,57 \gg 0,4 \Rightarrow \text{La dalle qui est appuyée sur 4 cotés travaille dans les deux sens.}$$

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

$$\text{AVEC : } \begin{cases} \alpha = 0,57 \\ V = 0 \text{ (ELU)} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0865 \\ \mu_y = 0,2582 \end{cases}$$

$$M_{ox} = 0,0865 \cdot 27,04 \cdot (3,96)^2 = 36,68 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = 0,2582 \cdot 10,33 = 9,47 \text{ KN.m}$$

Chapitre IIX : Etude de l'infrastructure

Les valeurs des moments en travée sont :

$$M_{tx} = 0,85M_{ox} = 31,18$$

$$M_{ty} = 0,85M_{oy} = 8,05$$

Sens X :

$$M_{tx} = 31,18 \text{ KN.m} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 0,9h = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{31,18 \cdot 10^3}{100 \cdot (18)^2 \cdot 14,17}$$

$$\mu = 0,068 \quad ; \quad \beta = 0,965$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{31,18 \cdot 10^3}{0,965 \cdot 18 \cdot 348}$$

$$A_s = 5,16 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Sens y:

$$M_{ty} = 8,05 \text{ KN.m} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 0,9h = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{8,05 \cdot 10^3}{100 \cdot (18)^2 \cdot 14,17}$$

$$\mu = 0,016 \quad ; \quad \beta = 0,992$$

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{8,05 \cdot 10^3}{0,992 \cdot 18 \cdot 348}$$

$$A_s = 1,30 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Condition de non fragilité :

Sens y:

D'après R.P.A 99 (version 2003) :

$$A_{x \min} = 0,10\% \cdot b \cdot h = 0,1 \times 0,001 \times 100 \times 20 = 2,00 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

Et d'après B.A.E.L.91.

$$A_{y \min} = 8h_o = 8 \cdot 0,20 = 1,6 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

$$\text{Donc: } A_{\text{adoptée}} = \max \{ A_{\text{calculée}}, A_{\min \text{ R.P.A2003}}, A_{\min \text{ B.A.E.L91}} \}$$

Chapitre IIX : Etude de l'infrastructure

$$A_{adopter} = \text{MAX}\{1, 30; 2; 1, 6\}$$

On prend : 5T12/ml soit une section de 5.65cm²/ml et un espacement de 20cm.

Sens x :

D'après R.P.A 99 (version 2003), on à: $A_{x \min} = 2,00 \text{ cm}^2/\text{mL}$.

D'après B.A.E.L.91, on à :

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left(\frac{3-\alpha}{2} \right) = 1,3 \left(\frac{3-0,57}{2} \right) = 1,58$$

Donc :

$$A_{adopter} = \text{MAX}\{1, 58; 2; 5, 16\}$$

$$A_{adopter} = 5, 16 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

On prend : 5T12/ml soit une section de 5.65cm²/ml et un espacement de 20cm.

IIX.1.5 Les vérifications :

Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{MAX} = q \cdot \frac{L_X}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = 27,04 \cdot \frac{3,96}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,57}{2}} = 41,76 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_{MAX}}{b_0 d} = \frac{41,76 \cdot 10^3}{100 \cdot 18 \cdot 10^2} = 0,232 \text{ MPA}$$

$$1 - \tau_{U \limi} = 0, \frac{20 f_{c28}}{\gamma_b} = 0,2 \cdot \frac{25}{1,5} = 0,66 \text{ MPA}$$

$$\tau_{U \limi} > \tau_U \quad \Rightarrow 0,66 > 0,23 \text{ condition verifiee}$$

2- la dalle est bétonnée sans reprise.

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification des contraintes à L'E.L.S :

$$q_{ser} = p_1 + p_2 = 18,24 + 1,61 = \frac{19,85 \text{ KN}}{\text{ml}}$$

Chapitre IIX : Etude de l'infrastructure

$$M_{ox} = \mu_x q_{ser} \cdot L_x = 0,0865 \cdot 19,85 \cdot 3,96 = 6,8 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0,2582 \cdot 6,8 = 1,76 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0,85 M_{ox} = 5,78$$

$$M_{ty} = 0,85 M_{oy} = 1,50$$

Sens x:

$$M_{SER} = 5,78 \text{ KN.m}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{3,93 \cdot 100}{100 \cdot 18} = 0,218$$

Abaque \rightarrow $k = 51,67$; $\beta = 0,925$

$$\sigma_s = \frac{M_{SER}}{\beta \cdot d \cdot A_s} = \frac{5,78 \cdot 10^3}{0,925 \cdot 18 \cdot 3,93} = 88,83 \text{ MPA}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right) \text{ (fissuration préjudiciable)}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} 400; 110 \sqrt{1,6 \cdot 21}\right) = \min(266,67; 201,63)$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 88,83 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\bar{\sigma}_c = 0,6 F_{C28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\bar{\sigma}_c = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{88,83}{51,67} = 1,92 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 1,92 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_c = 15 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc Les armatures à L'.E.L.U.R conviennent.

Sens-y :

$$M_{ser} = 1,5 \text{ KN.m}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{3,93 \cdot 100}{100 \cdot 18} = 0,218$$

Abaque \rightarrow $k = 51,67$; $\beta = 0,925$

Chapitre IIX : Etude de l'infrastructure

$$\sigma_s = \frac{M_{SER}}{\beta \cdot d \cdot A_s} = \frac{1,5 \cdot 10^3}{0,925 \cdot 18,3 \cdot 93} = 22,92 \text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right) \text{ (fissuration préjudiciable)}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} 400; 110 \sqrt{1,6 \cdot 2,1}\right) = \min(266,67; 201,63)$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 22,92 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 F_{C28} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{22,92}{51,67} = 0,44 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 0,44 \text{MPa} < \sigma_s = 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures à L'.E.L.U.R conviennent.

Le voile sera ferrailé en deux nappes avec 5T10 = 3,93 cm²/ml chacune et avec un espacement S_t=20cm

IIX.2. Etude des fondations :

IIX.2.1. Introduction :

La fondation est la partie d'un ouvrage qui sert exclusivement à transmettre au sol naturel le poids de cet ouvrage, elle doit être telle que la construction dans son ensemble soit stable.

Il est important donc pour déterminer les dimensions de connaître d'une part le poids total de l'ouvrage entièrement achevé et d'autre part la force portante du sol.

D'après le rapport du sol notre terrain a une contrainte admissible de 1.5 bars à un ancrage de 3 m.

- Pour qu'il n'y a pas chevauchement entre deux fondations, il faut au minimum une distance de 40 cm ;
 - Le béton de propreté prévu pour chaque semelle aura 10 cm d'épaisseur ;
 - Le calcul des fondations se fait comme suit :
1. Dimensionnement à l'ELS ;

2. Ferrailage à l'ELU.

Le choix du type des fondations dépend de :

- Type d'ouvrage à construire ;
- La nature et l'homogénéité du bon sol ;
- La capacité portante du terrain de fondation ;
- La raison économique ;
- La facilité de réalisation.

IIX.2 .2. Choix du type de fondations :

Avec une capacité portante du terrain égale à 1.4 bars, Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelles isolées
- Semelles filantes ;
- Radier général.

Commençant par la semelle filante, pour cela on procède à une première vérification qui est : la surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

$$\frac{S_{SEMELLE}}{S_{BATIMENT}} < 50\%$$

La surface de la semelle est donnée par : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec :

S : la surface totale de la semelle ;

$$\begin{cases} N_u = 5847,76 t \\ N_{ser} = 4269,45 t \end{cases}$$

$$\sigma_{sol} = 1,5 \text{ bar} = 15 \text{ t/m}^2$$

IIX.2 .3. Vérification du chevauchement :

La surface du bâtiment est de : $S_b = 568,65 \text{ m}^2$.

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{304,96}{568,65} = 0,54 = 54 \% < 50\% \dots \dots \dots \text{Condition non Vérifiée.}$$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Vu la hauteur de la construction et les charges apportées par la superstructure, ainsi que l'existence de plusieurs voiles dans cette construction et la faible portance du sol, un radier général a été opter comme type de fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

Chapitre IIX : Etude de l'infrastructure

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure ;
- La réduction des tassements différentiels ;
- La facilité d'exécution ;

IIX.2 .4.Définition du radier :

Le radier est une semelle de très grande dimension supportant toute la construction et qui à une surface d'appui continue (dalles, nervures et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes de sol.

Un radier général qui constitue un ensemble rigide qui doit remplir les conditions suivantes :

- Assurer l'encastrement de la structure dans le sol ;
- Transmettre au sol la totalité des efforts ;
- Eviter les tassements différentiels.

Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité (réaction de sol \cong poids total de la structure).

IIX.2 .5. Pré dimensionnement du radier :

a) Calcul du débordement :

$$D \geq \max \left\{ \frac{h}{2} ; 30 \text{ cm} \right\} = 30 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } D = 50 \text{ cm}$$

On prend un débord de 50 cm de chaque coté dans les deux directions .

$$S_{\text{rad}} = S + S_{\text{bat}} = (P_{\text{bat}} \times 0.50) + S_{\text{bat}} = (96,10 \times 0.50) + 568,65 = 616,70 \text{ m}^2$$

b) Condition de cisaillement :

$$\begin{cases} \frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \\ L = 4,05 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow 16,2 \text{ cm} \leq d \leq 20,25 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} d = 20 \text{ cm} \\ h = d + c = 25,5 + 5 = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

c) Condition forfaitaire :

D'après le BAEL 91 :

V_u : Valeur de calcul de l'effort tranchant à l'ELU ;

b : Désigne la largeur.

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0,07 f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,07 f_{c28} \times b} \\ V_u = \frac{q_u \times L_{max}}{2} \\ q_u = \frac{N_u}{S} = \frac{5847,76}{417,70} = 14 \text{ t/m}^2 \Rightarrow V_u = \frac{14 \times 4,05}{2} = 28,35 \text{ t} \\ q_u = 14 \times 1 = 14 \text{ t.m} \\ d \geq \frac{28,35 \times 10^{-2}}{0,07 \times 25 \times 1} = 0,162 \text{ m} \end{array} \right.$$

d) Choix final :

L'épaisseur qui satisfait aux trois conditions citées ci-avant, nous amène à choisir une hauteur totale du radier égale à 30 cm, $h_t = 30 \text{ cm}$.

e) Détermination de la hauteur de la poutre de libage :

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 74,22 \text{ cm} \leq h \leq 111 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } h = 80 \text{ cm} ; d = 72 \text{ cm} ; b = 50 \text{ cm} \\ L : \text{ la longueur maximal d'une poutre de libage, } L = 6,68 \text{ m} \end{array} \right.$$

f) Vérification des contraintes du sol sous la charge vertical :

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol, le calcul sera fait en tenant compte du poids propre du radier et de la poutre :

Dalle :

$$G_{radier} = \gamma_b (h_r \times s_r) = 2,5 \times (0,30 \times 616,7) = 462,53 \text{ t}$$

Nervure:

$$G_{nervure} = \gamma_b ((h_p - h_r) \times b_p \times \sum L_i) = 2,5 ((0,6 - 0,30) \times 0,5 \times 305) = 114,38 \text{ t}$$

$$N_{ser} = 114,38 + 4269,45 = 4383,83 \text{ t}$$

$$N_{ser T} = N_{ser} + G_{radier} + G_{nervure} = 4383,83 + 462,53 + 114,38 = 4960,73 \text{ t}$$

$$\frac{N_{ser-T}}{S_r} = \frac{4960,73}{616,7} = 8,04 \text{ t/m} < 15 \text{ t/m} = \dots\dots\dots \text{Condition Verifiée}$$

g) La longueur élastique :

La longueur élastique de la poutre est donnée par: $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b}}$

Avec:

I: Inertie de la poutre: $I = b \cdot h^3 / 12 = 0,5 \times (0,6)^3 / 12 = 0,021 \text{ m}^4$

E: module d'élasticité du béton, $E = 3216419 \text{ t/m}^2$.

b: largeur de la poutre $b = 0,5 \text{ m}$.

K: coefficient de la raideur de sol $k = 500 \text{ t/m}^3$.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216419 \times 0,021}{500 \times 0,5}} = 5,73 \text{ m}$$

$L_{\max} = 6,68 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \cdot L_e = 9 \text{ m}$ Condition Vérifiée.

L_{\max} : la longueur maximale entre nu des poteaux.

Donc on peut considérer que le radier est infiniment rigide.

h) Evaluation des charges pour le calcul du radier :

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N_{ser}}{S_{radier}} = \frac{4269,45}{616,7} = 6,92 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_{radier} = \gamma_b \times h = 2,5 \times 0,6 = 1,5 \text{ t/m}^2 \end{cases} \Rightarrow Q = \sigma_{\max} - \sigma_{radier} = 5,42 \text{ t/m}^2$$

Donc la charge en « m² » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est de :

$$Q = 5,42 \text{ t/m}^2$$

i) Vérifications diverses :

1. Vérification de l'effet de surpression :

On vérifié que la structure ne doit pas avoir de soulèvement, pour ce faire on doit satisfaire

l'inégalité suivante : $N_U > \gamma_w \times f_s \times S \times Z$

γ_w : Densité de l'eau ;

Z : Hauteur de la partie immergée = **3,4m** ;

f_s : Coefficient de sécurité vis-à-vis du risque de soulèvement = **1,5**.

$$\gamma_w \times f_s \times S \times Z = 1 \times 1,5 \times 340,77 \times 3,4 = 3145,17 \text{ t}$$

$$\rightarrow N_u = 5847,67 \text{ t} \geq 3145,17 \text{ t} ; \text{Condition vérifiée}$$

IIX.2 .6. Ferrailage du radier :

Chapitre IIX : Etude de l'infrastructure

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les voiles qui est soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges. Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL 91.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut-être alternativement noyé et émergé en eau douce.

IIX.2.7. Méthode de calcul :

Ce radier comporte des panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie. Les moments dans les dalles se calculent pour une bande de largeur unité (1ml) et ont pour valeurs :

- Dans le sens de grande portée : $M_{0x} = \mu_x \cdot q \cdot l^2$
- Dans le sens de petite portée : $M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$

Tel que :

μ_x et μ_y : sont des coefficients fonction de α et ν (prend 0 à l'ELS, 0,2 à l'ELU) (cours béton arme BAEL 91).

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastés aux niveaux des appuis d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis :

- Moment en travée :
$$\begin{cases} M_t = 0,85 \times M_0 \rightarrow \text{panneau de rive} \\ M_t = 0,75 \times M_0 \rightarrow \text{panneau intermédiaire} \end{cases}$$

Exemple de calcul :

$$L_x = 4,05 \text{ m} \\ L_y = 6,68 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,55}{6,18} = 0,57 > 0,4$$

La dalle porte dans les deux sens.

$$\mu_x = 0,0865 ; \mu_y = 0,2582$$

Evaluation des charges :

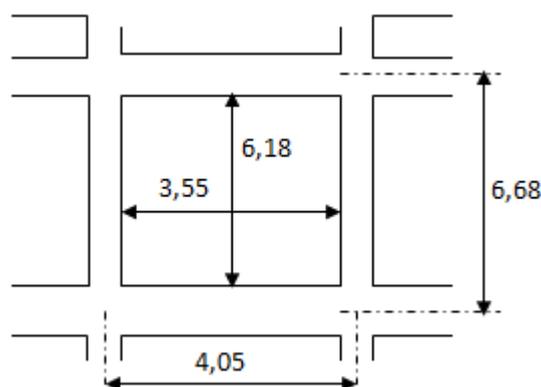


Fig IIX.1 : Schéma du panneau le plus

$$\begin{cases} q_u = \frac{N_u}{S_r} = \frac{5847,76}{616,7} = 94,8 \text{ KN/m}^2 \\ q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_r} = \frac{4269,45}{616,7} = 6,92 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Moment isostatique

$$M_{0x} = \mu_x \cdot Q \cdot L_x^2$$

$$M_{0x} = 0,0865 \times 94,8 \times (3,55)^2 = 103,34 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

$$M_{0y} = 0,2582 \times 103,34 = 26,68 \text{ KN .m}$$

a) En travée :

1. Sens x :

$$M_{tx} = 0,85 M_{0x} = 0,85 \times 103,34 = 87,84 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{87,84 \times 10^3}{14,17 \times 30^2 \times 100} = 0,069$$

$$\mu_l = 0,392 \rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \mu = 0,069 \rightarrow \beta = 0,9645 \end{cases}$$

$$A_{tx \text{ calculé}} = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{87,84 \times 10^3}{0,9645 \times 30 \times 348} = 8,72 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 4T20 / ml, A = 12,57cm²/ml, S_t = 25 cm

2. Sens y :

$$M_{ty} = 0,85 M_{0y} = 0,85 \times 26,68 = 22,68 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{22,68 \times 10^3}{14,17 \times 30^2 \times 100} = 0,018$$

$$\mu_l = 0,392 \rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \mu = 0,018 \rightarrow \beta = 0,991 \end{cases}$$

$$A_{ty \text{ calculé}} = \frac{M_{ty}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{22,68 \times 10^3}{0,991 \times 30 \times 348} = 2,19 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 4T12 / ml, A = 4,52 cm²/ml, S_t = 25 cm

b) En appuis :

Chapitre IIX : Etude de l'infrastructure

1. Sens x :

$$M_{ax} = 0,5 M_{ox} = 0,5 \times 103,34 = 51,67 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ax}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{51,67 \times 10^3}{14,17 \times 30^2 \times 100} = 0,04$$

$$\mu_l = 0,392 \rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \mu = 0,04 \rightarrow \beta = 0,98 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{51,67 \times 10^3}{0,98 \times 30 \times 348} = 5,05 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4T14 / ml, A = 6,16 cm²/ml, St = 25 cm

2. Sens y :

$$M_{ay} = 0,5 M_{oy} = 0,5 \times 26,68 = 13,34$$

$$\mu = \frac{M_{ax}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{13,34 \times 10^3}{14,17 \times 30^2 \times 100} = 0,01$$

$$\mu_l = 0,392 \rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \mu = 0,01 \rightarrow \beta = 0,995 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{13,34 \times 10^3}{0,995 \times 30 \times 348} = 1,28 \text{ cm}$$

On adopte 4T12 / ml, A = 4.52cm²/ml, St = 20 cm

On adopte le même ferrailage pour tous les panneaux du radier.

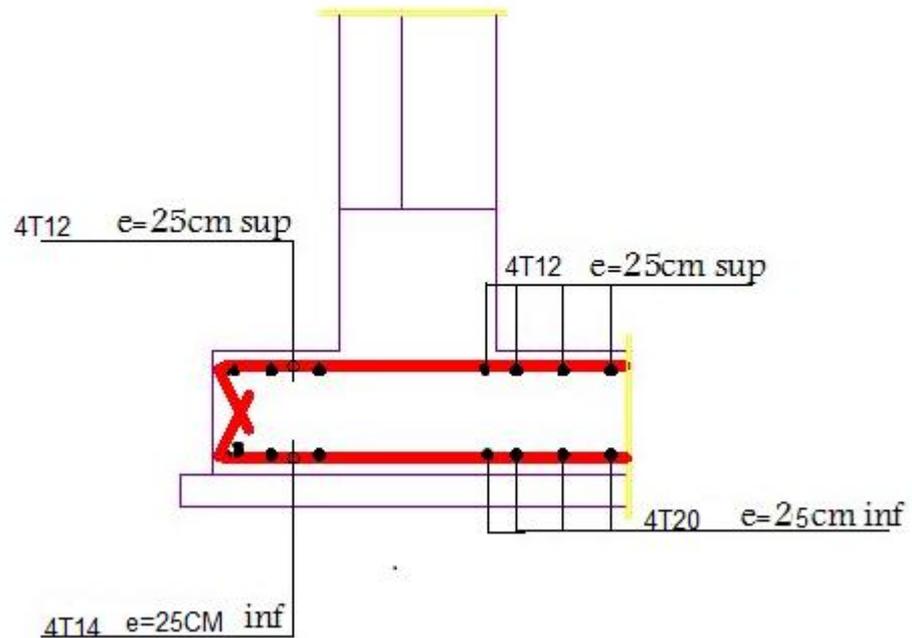


Fig. IIX.2. Schéma ferrailage de radier.

c) Condition de non fragilité :

Pour une dalle travaillant dans les deux sens, la condition de non fragilité est la suivante :

- 1. Sens y :

$$A_y = 8,89 \text{ cm}^2 \geq A_{y \text{ min}} = 8 \times \text{épaisseur} = 2,4 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} ; \text{pour Fe400; Condition vérifiée}$$

- 2. Sens x :

$$A_x = 7,81 \text{ cm}^2 \geq A_{x \text{ min}} = A_{y \text{ min}} \frac{\left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)}{2} = 2,4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Condition vérifiée}$$

d) Vérification de l'espacement :

Dans le sens le plus sollicité :

$$\begin{cases} S_t \leq \min\{3h ; 33 \text{ cm}\} \\ S_t \leq 33 \text{ cm} \quad ; \text{condition vérifier} \end{cases}$$

IIX.2.5.3 Ferrailage des poutres de libages :

Le rapport $\alpha = L_x/L_y > 0,4$

Pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

a) Sens longitudinale :

1-Calcul de la charge Q :

$$G_{\text{poutre}} = \gamma_b \times h = 25 \times 0,7 = 17,5 \text{ KN/m}^2.$$

$$G_{\text{remblai}} = 17 \times 2 = 34 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{\text{herissonag}} = 15,5 \times 0,20 = 31 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{\text{dallage}} = 25 \times 0,20 = 50 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 54,2 \text{ KN/m}^2$$

a- Sens longitudinal (x) :

$$L_{\text{max}} = 6,18 \text{ m}$$

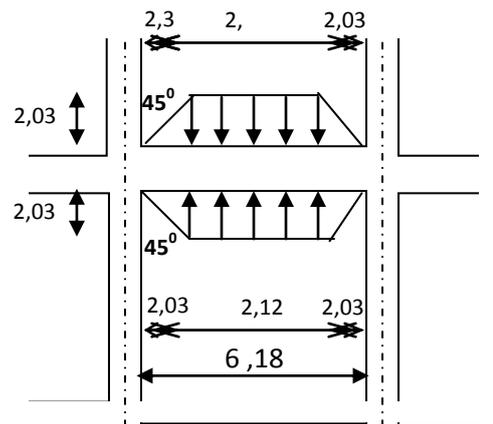
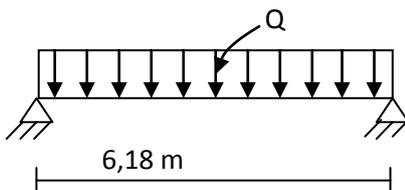


Figure IIX.3 : Répartition des charges sur les poutres selon

Les lignes de rupture.

Calcul de Q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{Q}{2} \left[\left(1 - \frac{Lx_1^2}{3.Ly_1^2} \right) . Lx_1 + \left(1 - \frac{Lx_2^2}{3.Ly_1^2} \right) . Lx_2 \right]$$

Avec : $Lx_1 = 4,05m$

$$Ly_1 = 6,68m$$

$$Lx_2 = 3,65m$$

$$Q = 7,74 \text{ t/m}^2$$

Donc :

$$Q' = \frac{54,2}{2} \left(1 - \frac{4,05^2}{3 \times 6,68^2} \right) \times 4,05 + \left(1 - \frac{3,65^2}{3 \cdot 6,68^2} \right) \times 3,65 = 185,36 \text{ KN/m}$$

$$M_o = \frac{Q' \cdot l^2}{8} = \frac{185,36 \times 6,68^2}{8} = 1033,9 \text{ KN.m}$$

a.1- Calcul du ferrailage :

En travée :

$$M_t = 0,85 M_0 = 878,82 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{878,82 \times 10^3}{14,17 \times 72^2 \times 50} = 0,239$$

$$\mu_l = 0,392 \rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \mu = 0,239 \rightarrow \beta = 0,8615 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{878,82 \times 10^3}{0,8615 \times 72 \times 348} = 40,71 \text{ cm}^2/ml$$

On adopte : $\begin{cases} 1^{er} \text{ lit: } 4T25 \\ 2^{ème} : 4T20 \\ 3^{ème} : 4T14 \end{cases} \rightarrow A = 44,65 \text{ cm}^2$

Chapitre IIX : Etude de l'infrastructure

En appuis :

Appuis intermédiaires:

$$M_a = 0,5M_o = 516,95 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0,014 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow (A' = 0) ; \beta = 0,993 \text{ cm}^2 , A_s = 20,78 \text{ cm}^2$$

On adopte : **(4T25) Fil+ (4T14) chap. ; A = 25,8 cm².**

Appuis de rive:

$$M_a = 0,2.M_o = 206,78 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0,056 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow (A' = 0) ; \beta = 0,971 ; A_s = 8,5 \text{ cm}^2$$

On adopte : **(4T20); A = 12,57 cm².**

b- Sens transversal(y) :

$$L_{\max} = 4,05 \text{ m.}$$

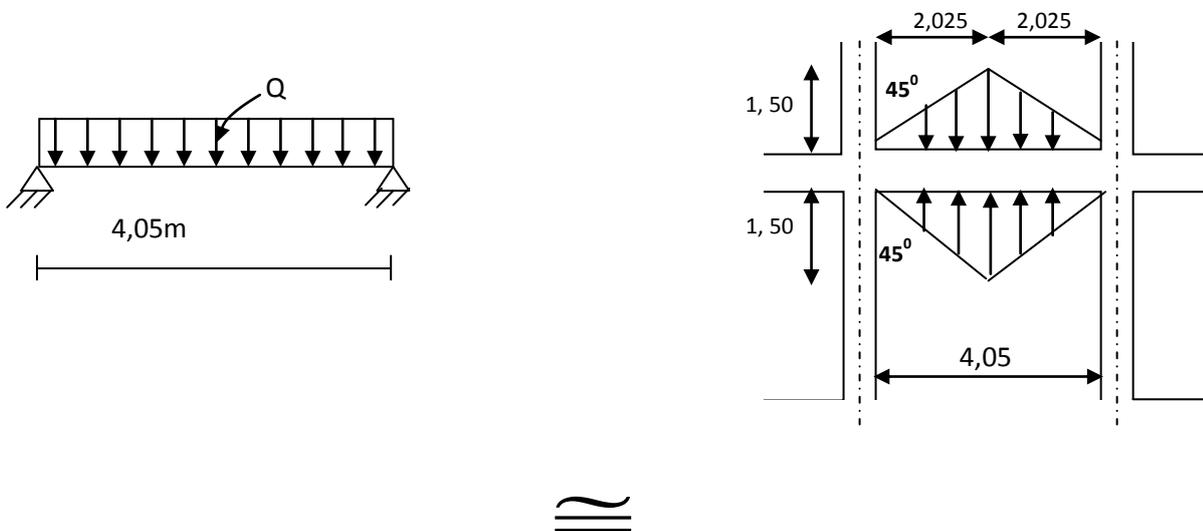


Figure IIX.4 : Répartition des charges sur les poutres selon

Les lignes de rupture.

Calcul de Q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{2}{3} \cdot Q \cdot L_{x_1}$$

Tel que : $Q = 54,2 \text{ KN/m}^2$

$$L_{x_1} = 4,05 \text{ m}$$

$$Q' = 2/3 \cdot 54,2 \cdot 4,05 = 146,34 \text{ KN/m}$$

$$M_o = \frac{Q' \cdot l^2}{8} = \frac{146,34 \times 4,05^2}{8} = 300,05 \text{ KN.m}$$

b.1- Calcul du ferrailage :

En travée :

$$M_t = 0,85 M_o = 50,18 \text{ t m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{300,05 \times 10^3}{14,17 \times 72^2 \times 50} = 0,082$$

$$\mu_l = 0,392 \rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \mu = 0,082 \rightarrow \beta = 0,957 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{300,05 \times 10^3}{0,957 \times 72 \times 348} = 12,51 \text{ cm}^2$$

On adopte : 6T14 + 6T12 . A=16,03

En appuis :

Appuis intermédiaires:

$$M_a = 0,5 \cdot M_o = 150,02 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0,041 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow (A' = 0) ; \beta = 0,9795 , A_s = 6,11 \text{ cm}^2$$

On adopte : **(4T12) Fil+ (2T12) chap ; A = 6,78 cm².**

Appuis de rive:

$$M_a = 0,2 \cdot M_o = 60,01 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0,016 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow (A' = 0) ; \beta = 0,992 ; A_s = 2,41 \text{ cm}^2$$

On adopte : **(4T12) Fil ; A = 4,52 cm².**

IIX.2.8 Armature de peau :

Selon le BAEL 91 la hauteur de l'âme de la poutre : $h_a \geq 2(80 - 0,1 fe) = 70\text{cm}$

Dans notre cas $h_a=80$ cm (vérifiée), donc notre poutre est de grande hauteur, dans ce cas il devient nécessaire d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la poutre (armatures de peau). En effet, les armatures déterminées par le calcul et placées à la partie inférieure de la poutre n'empêchent pas la fissuration que dans leur voisinage et les fissures risquent d'apparaître dans la zone de béton tendue. Ces armatures, qui doivent être placées le long de la paroi de chaque côté de la nervure, elles sont obligatoire lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable, mais il semble très recommandable d'en prévoir également lorsque la fissuration peu préjudiciable ; leur section est d'au moins 3 cm^2 par mètre de longueur de paroi ; pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses.

Donc pour une poutre de section $(h \times b_0) = (0,8 \times 0,5) \text{ m}^2$, on a :

$$A_{sp} = 3 \times 2 (b_0 + h) [\text{cm}^2]$$

$$A_{sp} = 3 \times 2 (0,5 + 0,80) = 7,8 \text{ cm}^2$$

On adopte **4T 16 Fil; A = 8,04cm²**.

IIX.2.9. Contrainte de cisaillement :

$$T = \frac{q \times l}{2} = \frac{54,2 \times 4,05}{2} = 109,76 \text{ KN}$$

$$T_{max} = 109,75 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = \frac{109,76 \times 10^{-1}}{0,5 \times 0,72 \times 10^2} = 0,31 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) ;$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,31 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

IIX.2.10. Armatures transversales :

Diamètre : $\varphi_t \leq \min(h/35; \varphi_1; b/10) = \min(20; 12; 40) = 12 \text{ mm}$
on prend $\varphi_t = 10 \text{ mm}$

Espacement :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\varphi_1\right) = \min(20, 14, 4)$$

Donc on utilise des armatures HA, Fe400, soit 4T8 , A=2,01cm².

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max(\tau_u/2 ; 0,4 \text{ MPa}) = \max(0,165; 0,4 \text{ MPa}) = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{2,01 \cdot 400}{45 \cdot 15} = 1,19 \phi 0,4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion générale

Le génie civil est un domaine qui tendra toujours vers la satisfaction des besoins de la vie moderne.

L'étude que nous avons menée, nous a permis de faire le lien entre

Les connaissances acquises durant notre promotion et de compléter celle-ci par des nouvelles théories et l'application dans un cas pratique.

De ce fait, de projet nous a permis de mieux apprécier le métier d'ingénieur d'état en génie civil et son rôle dans la réalisation des structure qui ne se limite pas simplement au calcul du ferrailage mais adopte :

- Les solutions des problèmes existants de la meilleure façon possible en tenant compte de l'économie et de la sécurité.
- La conception
- La forme de l'élément et comment travaillé

Dans la conception de ce projet on 'a utiliser les logiciels ETABS, AUTOCAD, SOCOTEC ...etc, Parmi les avantages de ces derniers est la rapidité d'exécution, et l'exactitude des résultats et une vitesse d'exécution assez élevée

L'ingénieur en génie civil n'est pas un calculateur seulement, mais il faut proposer des solutions raisonnables et efficaces sur le terrain ; d'une manière générale une conception justifier doit prendre en compte premièrement la sécurité pour éviter carrément les dégâts humain et matériel, sans oublier l'économie et le temps d'exécution.

En fin, Nous espérons que cette modeste étude été comme un référence contient un minimum d'information utile pour faciliter les études des futures promotions.

Bibliographie

- Dans le cadre de l'élaboration de mon projet de fin d'étude, les documents suivants m'ont été d'une aide précieuse à fin de résoudre les anomalies que j'ai rencontrées.

REGLEMENTS

1. D.T.U.P 18-702 :BAEL91 révisé en 1999 : Béton armé aux états limites, France, Eyrolles, 2000,352 pages.
2. CBA93 : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé.
3. DTR B.C. 2.2 : Charge permanentes et charge d'exploitation, Mellak Hachemi , Alger ,C.G.S- Ministère de l'habitat , 1989, 41 pages.
4. DTR B.C. 2.48 :RPA99/Version2003 : Règles parasismiques Algériennes, Alger, C.G.S- Ministère de l'habitat, 1999 modifié en 2003, 121 pages.

- **Mémoires :**

1. Kemmoun.K, Rabah.A, (2015), Etude d'un bâtiment en Béton Armé (RDC+10étages) a usage d'habitation et commercial. Mémoire : génie civil. TIARET :Université IBNKHALDOUN DE TIARET ,123pages
2. Cheikh.H ,(2015) ÉTUDE D'UN BÂTIMENT« 2 SOUS SOL, RDC + 9 ÉTAGES » DU FORME IRRÉGULIÈRE À USAGE MULTIPLE, commercial .Mémoire : structure .Tlemcen: Université Abou Bekr Belkaid - Tlemcen ,102pages
3. [8] B. M. AGHILES, "INFLUENCE DE LA DISPOSITION DES VOILES SUR LA PERFORMANCE SISMIQUE DES BATIMENTS," 2012.

Cours :

1. Béton armé
2. Dynamique des structures
3. Résistance des matériaux

LOGICIELS

- Logiciel de **ETAPS**
- Logiciel de ferrailage **SOCOTEC**.
- EXCEL 2010.
- WORD 2010.
- AUTO CAD 2013.